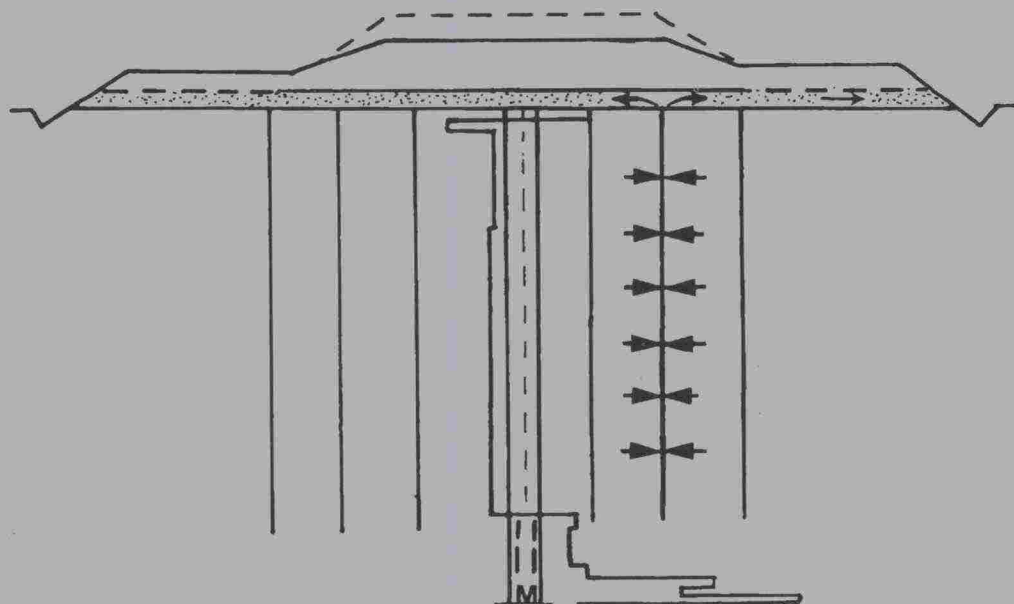


Tielaitos

Arto Pohjonen

Liuskapystyöjaketin toiminnasta



Tielaitoksen
selvityksiä

2/1990

Helsinki 1990

Tiehallitus

Tielaitoksen selvityksiä 2/1990

Arto Pohjonen

**Liuskapystöjaketten
toiminnasta**

Tielaitos

Helsinki 1990

ISSN 0788-3722
TIEL 703344
Valtion Painatuskeskus
Pasilan VALTIMO
Helsinki 1990

Julkaisua myy:
Tiehallituksen lomakevarasto

Tielaitos
Tiehallitus
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puh. vaihde (90) 1541

ESIPUHE

Tämän selvitystyön on tehnyt Arto Pohjonen ja se on hyväksytty opinnäytteenä Oulun yliopiston rakentamistekniikan osastolla. Työn valvojana on toiminut professori Olli Ravaska.

Työ suoritettiin tiehallituksen geopalvelukeskuksessa, jossa työn ohjaajana toimi dipl ins Pentti Salo.

Tutkimuksessa on tapauskohtaisesti selvitetty useiden viime vuosina laitoksessa rakennettujen pystyajakenttien suunnittelussa ja rakentamisessa havaittuja puutteita. Tutkimus vahvistaa aiemmin valmistuneen ja piireille viitekirjeellä lähetetyn raportin "Loppuraportti Naantalin - Turun maantien pystyjoituksesta, TIEH 733342" perusteella tehtyjä päätelmiä periaatteista, joita pystyjoitukseen suunnittelussa ja rakentamisessa tulee noudattaa.

Helsinki 26.9.1990

Tiehallitus
Geopalvelukeskus

SISÄLLYSLUETTELO

ALKULAUSE

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

MERKINNÄT

1	JOHDANTO.....	1
2	RAKENTEIDEN PAINUMINEN.....	2
2.1	Jännityksen jakautuminen maassa.....	2
2.2	Jännitysten aiheuttamat painumat.....	7
2.2.1	Yleistä.....	7
2.2.2	Alkupainuma.....	8
2.2.3	Primaarinen konsolidaatiopainuma.....	10
2.2.4	Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus.....	14
2.2.5	Sekundaarinen konsolidaatiopainuma.....	16
2.3	Konsolidaatio.....	17
2.3.1	Maan konsolidoituminen.....	17
2.3.2	Terzaghin konsolidaatioteoria.....	17
2.3.3	Janbun konsolidaatioteoria.....	21
3	PYSTYOJITUS POHJANVAHVISTUSMENETELMÄNÄ.....	24
3.1	Pystyjoituksen periaate	24
3.2	Menetelmän kehitys.....	25
3.2.1	Painopenger.....	25
3.2.2	Hiekkapystyjoitus.....	25
3.2.3	Nauha ja liuskapystyjoitus.....	26
3.3	Laitteisto ja työn suoritus.....	27
3.4	Menetelmän käyttö Suomessa.....	28
3.5	Ojien teoreettisesta toiminnasta.....	29
3.5.1	Barronin malli.....	29
3.5.2	Hansbon malli.....	31

4	MITOITUS.....	34
4.1	Yleistä.....	34
4.2	Kjellmannin menetelmä.....	34
4.3	Barronin menetelmä.....	35
5	PYSTYOJAKENTTIEN TOIMINNAN ANALYSOINTI.....	38
5.1	Havainnointikohteet.....	38
5.2	Yhteenvedo kohteiden perustamisolosuhteista.....	40
5.3	Mitatut vs. lasketut painumat.....	45
5.4	Arvioitua vähemmän painuneiden kohteiden tarkastelua.....	53
5.5	Havainnot ja johtopäätökset.....	59
6	YHTEENVETO.....	61
	KIRJALLISUUSLUETTELO.....	63

LIITTEET

Tiedekunta/osasto/laitos TTK/RO		Tekijä Arto Pohjonen	
Työn nimi LIUSKAPYSTYJOJAKENTTIEN TOIMINNASTA			
Oppiaine Geotekniikka	Työn laji Diplomityö	Aika Toukokuu 1990	Sivumäärä
Tiivistelmä			
<p>Tämän työn tarkoituksena on ollut koota tietoa tie- ja vesirakennuslaitoksen koheesiomaille rakennuttamista liuskapystyjojakentistä ja niiden perustamisolosuhteista. Lisäksi on arvioitu kenttien toimintaa vertaamalla suunnittelijan laskemia ja käytännössä toteutuneita arvoja painumien nopeudesta sekä syitä ilmenneisiin poikkeamiin.</p> <p>Kenttien toimivuutta on yleensä seurattu rakentamisen jälkeen tapahtuvilla painumamittauksilla. Tähän saakka on seuranta kuitenkin keskittynyt yksittäisiin kohteisiin eikä niitä läheskään aina ole verrattu muihin jo rakennettuihin kenttiin.</p> <p>Esimerkkikohteet kerättiin TVL:n geotekniikan osastolle lähetetyillä kirjeillä. Kyselyn perusteella havaittiin kohteita olevan 32 kappaletta ja näistä valittiin tutkimukseen 22 esimerkkipistettä. Suurimmat syyt painuma-arvioiden epäonnistumiseen näyttivät olevan virheellisten konsolidaatiokertoimien käyttö mitoituksessa ja lopullisen kokonaispainuman arviointi liian suureksi. Koska varsinkin konsolidaatiokerroin on suhteellisen herkkä pieniinkin muutoksiin, voivat jopa kymmenesosien virhearviot c_h-kertoimissa aiheuttaa painumisen hidastumista huomattavasti.</p> <p>Keskimäärin näytteitä oli otettu liian vähän eli alle 1 näyte/2 metriä. Lisäksi monessa kohteessa oli tyydytty laboratoriossa pelkkiin c_v arvojen määrittelyyn arvioiden c_h näiden perusteella.</p> <p>Yleisesti havainnoista voi päätellä nykyisillä laskentamenetelmilläkin päästävän lähes oikeisiin lopputuloksiin. Tämä kuitenkin edellyttää tarkkuutta prosessin kaikissa vaiheissa aina näytteenotosta ojien asennukseen asti.</p>			
Muita tietoja			

Tiedekunta/osasto/laitos TTK/RO		Tekijä Arto Pohjonen	
Työn nimi ON THE BEHAVIOUR OF VERTICAL STRIP DRAIN FIELDS			
Oppiaine Geotechnics	Työn laji Diploma	Aika May 1990	Sivumäärä
<p>Tiivistelmä</p> <p>The aim of this research was to collect data and information about vertical strip drain fields constructed on cohesive soils by roads and waterways department. The behaviour of fields was analyzed by comparing the calculations of designer based on soil- and laboratory test between the real settlements on the field. The reasons for incompetent settlements were also researched.</p> <p>The example projects were collected by sending an inquiry to the geoengineers within the roads and waterways department to send in information on vertical strip drain fields constructed in each district. According to the answers there are altogether 32 different projects among which 22 example points were chosen for this research.</p> <p>The main reasons for incompetent settlements seemed to be that the evaluation of consolidation factor c_h was unsuccessful and that the final settlements were estimated greater than in reality.</p> <p>At the average too few samples (less than 1 sample/ 2 m) were taken in order to define the factor c_h and the settlement parameters. Also in many cases only c_v was defined and c_h estimated according to these results.</p> <p>In general the final conclusion seems to be that the Kjellmans and Barrons methods are still usable in designig vertical drainage. However this requires effective planning and careful designig in every group involved.</p>			
Muita tietoja			

MERKINNÄT

a, b	penkereen mittoja
b	pystyojanauhan leveys
c_v	konsolidaatiokerroin pystysuunnassa
c_h	konsolidaatiokerroin vaakasuunnassa
d	ojanauhan ekvivalenttihakaisija
d	veden virtausmatka
d_e	ojan vaikutusalueen halkaisija
d_w	ojan ekvivalenttihakaisija
h	korkeus
i_0	kriittinen hydraulinen gradientti
k_w	vedenläpäisevyys
k	Darcyn kerroin
l	ojan toimiva pituus
m	moduuliluku
m_1	normaalikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku
m_2	yliekonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku
m_v	maan kokoonpuristuvuuskerroin
n	d_e/d_w
p	pystykuorma (pengerkuorma)
p	perustuksen leveydelle b jakautunut kuorma
q	tasainen kuormitus
q_w	vedenpoistokapasiteetti = $k_w \cdot A_w$
r	etäisyys ojan keskipisteestä
t	pystyojanauhan paksuus
t	aika
t_U	konsolidaatioasteen U saavuttamiseen kuluva aika
u_r	huokosveden ylipaine ajanhetkellä t
u	huokosvedenpaine
v	huokosveden virtausnopeus
v	maan Poissonin luku
v_z	huokosvesivirtauksen nopeus syvyydellä
x, z	tarkasteltavan pisteen koordinaatteja
z	syvyys
A_w	ojan pinta-ala

B	penkereen leveys
E	maan kimmomoduuli
H_i	i :nnen kerroksen paksuus
H	painuvan homogeenisen kerroksen paksuus tai laskentasyvyys
K_0	lepopaine kerroin
L	penkereen pituus
M	kokoonpuristuvuusmoduuli $1/m_v$
M_s	sekanttmoduuli
M_t	tangenttimoduuli
R_0^2, R_1^2, R_2	Boussinesqin kaavan parametreja
S	kokonaispainuma
S_p	primäärinen konsolidaatiopainuma
S_u	alkupainuma
S_s	sekundäärinen konsolidaatiopainuma
S_{uk}	kuormitusalueen keskipisteen alkupainuma
T_v	ns. aikatekijä
U	konsolidaatioaste
α	Boussinesqin kaavan parametri
$\beta, \beta_1, \beta_2, \beta_3$	Boussinesqin kaavan parametreja
β_1	normaalokonsolidoituneen maan jännityseksponentti
β_2	yliekonsolidoituneen maan jännityseksponentti
γ	maan tilavuuspaino
γ'	tehokas tilavuuspaino
ϵ	jäännösmuodonmuutos hetkellä t
ϵ_i	i :nnen kerroksen suhteellinen kokoonpuristuma
ϵ_v	tilavuuden muutos
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	pääsuuntien muodonmuutokset
$\epsilon_1 = \epsilon_p = \epsilon_z$	kerroksen suhteellinen primaarinen muodonmuutos pystysuunnassa
μ_0	perustuksen muodosta ja perustamissyvyydestä riippuva kerroin
μ_1	painuvan maakerroksen paksuudesta ja perustuksen muodosta riippuva kerroin
$\sigma(z)$	kokonaisjännitys etäisyydellä z kovasta pohjasta

σ_p	kerroksen konsolidaatiojännitys
σ_v	vertailujännitys (100 kPa)
σ_{v0}	vallitseva geostaattinen jännitys
$\sigma_x = \sigma_y$	vaakasuuntainen pääjännitys
σ_z	jännityslisäys syvyydellä z
σ_1	pystysuuntainen pääjännitys
π	pii = 3.141592654

1 JOHDANTO

Rakennettaessa pehmeiköille laajoja, kuormitustasoltaan vaatimattomampia rakenteita joille painuminen on tietyissä rajoissa sallittua, voidaan pystyöjitusta käyttää maaperän vahvistamiseen. Se perustuu konsolidaation nopeuttamiseen johtamalla huokosveden ylipaine pois maaperästä lyhentämällä veden virtausmatkaa. Tämän ansiosta saadaan konsolidaatiopainumaa nopeutetuksi ja rakenteen käyttöaikana tapahtuvat primaaripainumat pystytään eliminoimaan lähes kokonaan.

Tie- ja vesirakennuslaitoksessa pystyöjitusta on käytetty 1950-luvulta lähtien. Alkuaikoina pystyöja-alueet rakennettiin lähes kokonaan hiekkaojina, mutta asennusmenetelmien ja materiaalien kehittyessä on alueet viimeisen kymmenen vuoden aikana rakennettu yksinomaan muovisia liuska-pystyöjia käyttäen. Kohteina ovat olleet erilaiset tiepenkereet ja siltojen tulopenkereet, tarkoituksena painumisen nopeuttaminen rakentamisen jouduttamiseksi sekä haitallisten jälkipainumien eliminoiminen.

Kenttien toimivuutta on yleensä seurattu rakentamisen jälkeen tapahtuvilla painumamittauksilla. Tähän saakka on seuranta kuitenkin keskittynyt yksittäisiin kohteisiin eikä niitä läheskään aina ole verrattu muihin jo rakennettuihin kenttiin.

Tämän työn tarkoituksena on ollut koota tietoa tie- ja vesirakennuslaitoksen koheesiomaille rakennuttamista liuska-pystyöjakentistä ja niiden perustamisolosuhteista. Lisäksi on arvioitu kenttien toimintaa vertaamalla suunnittelijan laskemia ja käytännössä toteutuneita arvoja painumien nopeudesta sekä syitä ilmenneisiin poikkeamiin.

2. RAKENTEIDEN PAINUMINEN

2.1 Jännitysten jakautuminen maassa

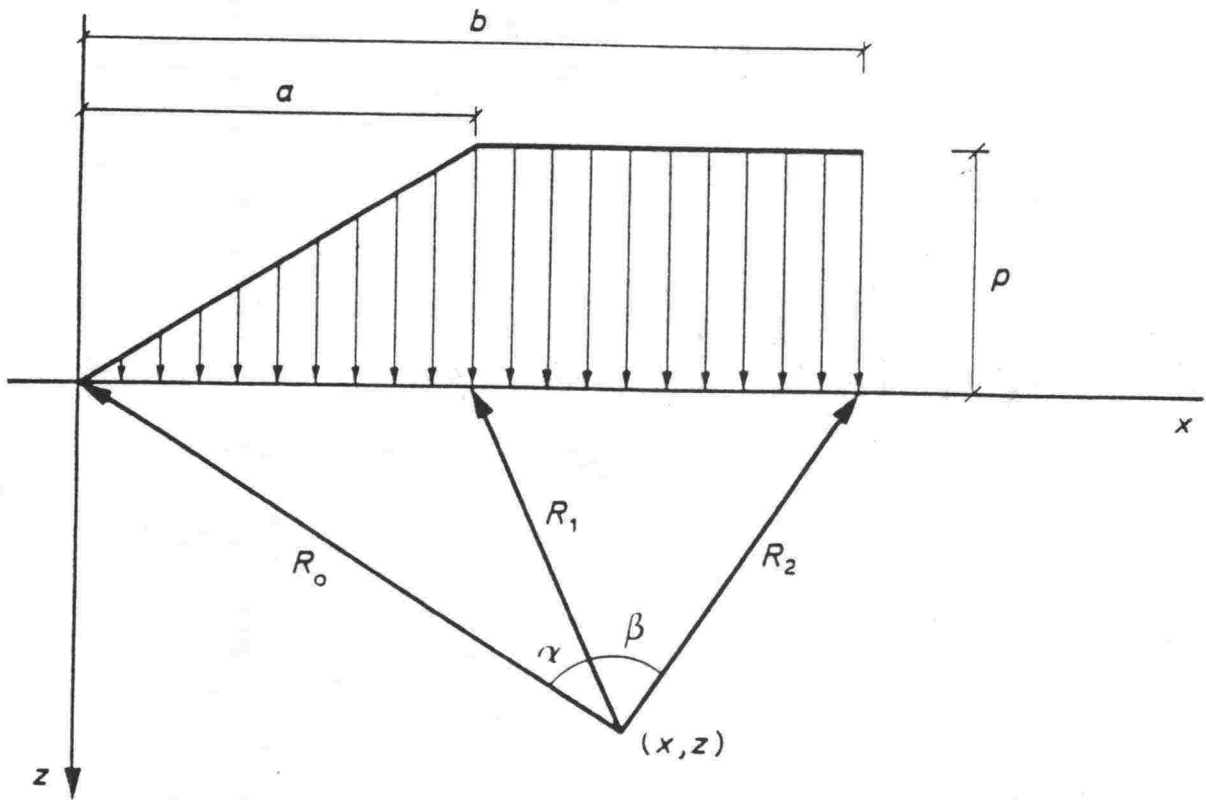
Rakenteesta tai penkereestä aiheutuva kuormitus jakautuu perustamistasossa maapohjaan jännityksinä, jotka purkautuvat muodonmuutoksina, siirtyminä ja painumina. Painumat ja siirtymät lasketaan muodonmuutoksista käyttämällä laskentatapoja, jotka perustuvat kimmoteorian mukaiseen jännitysjakumaan.

Laskelmien lähtökohtana on mallintaa kuormituksesta johtuvaa maan jännitystilaa mahdollisimman tarkasti ja todenmukaisesti. Tähän on pyritty eri jännitysjakumateorioiden ratkaisuissa lähtemällä pistemäisen kuorman aiheuttamasta jännityksestä. Teorioita ovat kehittäneet useat eri tutkijat, tunnetuimpina Boussinesq /7/, Cerruti /2/ ja Mindlin /10/. Kaikilla perusolettamuksena on lisäksi ollut maapohjan oletaminen lineaarisesti kimmoisaksi puolipalloksi ts. Hooken laki on voimassa. Teorioiden erot liittyvät lähinnä kuormien vaikutussuuntiin ja sijaintiin, maapohjan anisotrooppisuuteen, epähomogeenisuuteen ja kerroksellisuuteen.

Penkereen aiheuttama kuormitus on sovellutus Boussinesqin teoriasta /13/. Lähtökohtana on oletus, että penkereen alla olevaan maapohjaan vaikuttaa perustamistasossa penkereen painon suuruinen pystykuorma:

$$p = \gamma' \cdot h \quad (1)$$

missä	p	perustamistasossa vaikuttava pystykuorma (pengerkuorma)
	γ'	penkereen tehokas tilavuuspaino
	h	penkereen korkeus



Kuva 2.1 Kaavojen 1 - 5 merkintöjä selventävä kuva /13/

Pengerkuorman aiheuttamien jännitysten arvot maapohjassa voidaan laskea seuraavien kaavojen avulla. Penkereen oletetaan olevan pitkänomainen. Kaavojen merkintöjä selventää kuva 2.1.

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x \alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x - b) \right] \quad (2)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x \alpha}{a} + \frac{z}{R_2^2} (x - b) + \frac{2z}{a} \ln \left(\frac{R_1}{R_0} \right) \right] \quad (3)$$

$$\sigma_y = \nu (\sigma_x + \sigma_z) \quad (4)$$

$$\tau_{xz} = - \frac{p}{\pi} \left[\frac{z \alpha}{a} - \frac{z_2}{R_2^2} \right] \quad (5)$$

missä $\alpha = (\beta_1 - \beta_2)$

$\beta = (\beta_2 + \beta_3)$

$\beta_1 = \arctan x/z$

$\beta_2 = \arctan (x-a)/z$

$\beta_3 = \arctan (b-x)/z$

$R_0^2 = x^2 + z^2$

$R_1^2 = (x - a)^2 + z^2$

$R_2^2 = (b - x)^2 + z^2$

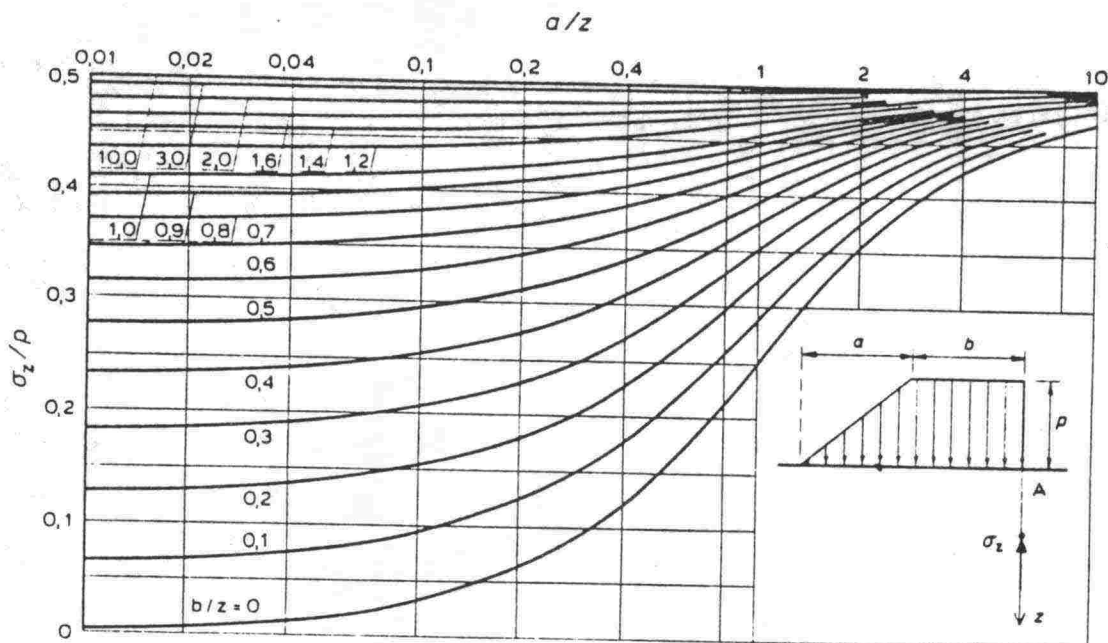
p on perustamistasossa vaikuttava pengerkuorma
penkereen yläosan kohdalla

a, b penkereen mittoja (kuva 2.1)

x, z tarkasteltavan pisteen koordinaatteja

ν maapohjan Poissonin luku

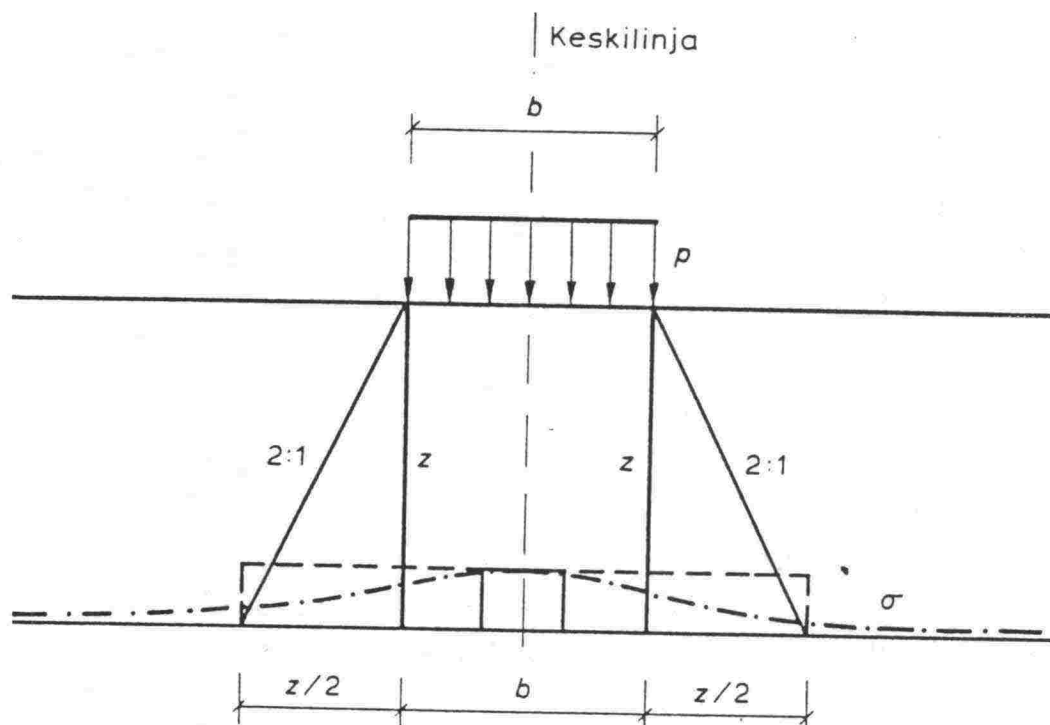
Kaavat kuvaavat penkereen puolikasta. Koko penkereestä aiheutuvat jännitysten arvot lasketaan superpositioperiaatteen mukaisesti. Kuvassa 2.2 on esimerkki taulukosta, johon pystyjännityksen arvoja on laskettu nomogrammin muotoon.



Kuva 2.2 Pengerkuormasta aiheutuvan jännityksen määrittäminen/12/

Toinen yleisesti käytetty menetelmä on Brinch Hansen-Lundgrenin menetelmä /13/, jolla jännitykset voidaan likimääräisesti selvittää. Sen etuna on on käytön helppous ja nopeus, mutta vastaavasti epätarkkuudet voivat muodostua tehtävän kannalta vakaviksi mikäli laskelmien suorittajalla ei ole tarpeeksi hyvää tuntemusta maan käyttäytymisestä.

Brinch Hansen-Lundgrenin 2:1-menetelmä perustuu olettamukseen, että pystyjännitys jakautuu syvemmälle maapohjaan kaltevuudessa 2:1. Tällöin jännitys jakauma voidaan nopeasti piirtää ilman hankalien kaavojen käyttöä. Kuvassa 2.3 on esitetty pitkänomaiseen penkereen aiheuttamaa kuormaa p ja siitä maapohjaan jakautuvan pystyjännityksen σ_z välistä tasapainoa. Jännitys jakautuu likimäärin Gaussin käyrän mukaisesti syvyydellä z olevalla tasolla. 2:1 menetelmässä jännityksen jakautumisalue on katkaistu kohdalla $(b + z)/2$ ja pystyjännitykselle on annettu sama arvo, kuin Gaussin käyrän keskellä.



Kuva 2.3 Pystyjännityksen määrittäminen 2:1-menetelmällä

Verrannosta voidaan σ_z laskea, eli

$$p b = \sigma_z (b + z) \quad (6)$$

$$\Rightarrow \sigma_z = p \frac{b}{b + z} \quad (7)$$

missä p perustuksen leveydelle b jakautunut kuorma
 z tarkasteltava syvyys

Pystyjännitys pitkänomaisen penkereen reunalinjalla määritetään superpositioperiaatetta käyttäen. Pystyjännityksen suuruus lasketaan verrannolla

$$p b = \sigma_z (2b + z) \quad (8)$$

$$\Rightarrow \sigma_z = p \frac{b}{2b + z} \quad (9)$$

2:1-menetelmää voidaan vastaavasti käyttää laskettaessa pystyjännityksiä suorakaiteen muotoisen kuormitusalueen alla. Pystyjännityksen oletetaan tällöin leviävän suorakaiteen kaikkien sivujen suunnissa kaltevuudessa 2:1.

2.2 Jännitysten aiheuttamat painumat

2.2.1 Yleistä

Maanvaraisen penkereen tai muun rakenteen painuma voidaan katsoa koostuvan kolmesta eri painumalajista /13/

$$S = S_u + S_p + S_s \quad (10)$$

missä S kokonaispainuma
 S_u alkupainuma
 S_p primäärinen konsolidaatiopainuma
 S_s sekundäärinen konsolidaatiopainuma

Neljäntenä painumalajina on usein mainittu plastisista sivusiirtymistä aiheutuva painuma /11/. Tämän painuman suuruuden ja painumanopeuden määrittämiseksi ei ole käytettävissä luotettavaa menetelmää, joten se usein jätetään huomioitta painumia laskettaessa. Joka tapauksessa em. painumat ovat yleensä vähemmän merkityksellisiä kuin painuman muut osat.

Eri teorioissa alku-, primaari- ja sekundaaripainumat oletetaan tapahtuviksi peräkkäin, vaikka käytännössä esimerkiksi primaari- ja sekundääripainumien välistä rajaa ei ole olemassa vaan ne tapahtuvat osittain samanaikaisesti.

Painumien suuruus ja nopeus riippuvat epälineaarisesti kuorman aiheuttamista jännityksistä ja niiden muuttumisnopeuksista. Muodonmuutosten suuruus ja nopeus riippuvat lisäksi mm. kerroksen konsolidaatioasteesta, tiiviyydestä, vedenläpäisevyydestä ja anisotropisuudesta /13/.

Koska muodonmuutokset ovat lukuisien eri tekijöiden summa, useasta eri muuttujasta koostuvan tarkan matemaattisen painumamallin rakentaminen on näissä olosuhteissa mahdollista. Tästä syystä kehitetty useita poikkeavia teorioita,

joiden voimassaoloalue on rajallinen, mutta jotka juuri sovellusalueellaan kuvaavat hyvin painuvan koheesiomaakeroksen käyttäytymistä.

2.2.2 Alkupainuma

Alkupainuma S_u on seurausta kuormitusten aiheuttamista leikkausmuodonmuutoksista, joiden yhteydessä maa-alkion kokonaistilavuus ei muutu eikä suotovirtausta esiinny/11/.

Alkupainuma tapahtuu kolmiulotteisessa suljetussa tilassa, joka on kokonaan veden kyllästämä ja se kasvaa samalla nopeudella, kun penkereen kuormat lisääntyvät /13/. Painumat tapahtuvat yleensä nopeasti ja kehittyvät kokonaan jo rakennusaikana. Lopulliseen kokonaispainumaan verrattuna alkupainumat jäävät määrällisesti pieniksi.

Laskettaessa alkupainumaa pidetään maapohjaa kimmoisena isotrooppisena puoliavaruutena. Tarvittava kimmomoduulin (E) arvo saadaan kolmiakseli- tai puristuskokeiden tuloksista tai arvioidaan kokemusperäisesti esim. kairausvasituksen tai levykuormituskokeen perusteella.

Suorakaiteen muotoisen $L \times B$ kokoisen täysin taipuvan kuormitusalueen keskipisteen alkupainuma voidaan laskea kaavalla /12/

$$S_{uk} = \frac{2 q}{\pi} \left[L \ln \frac{B + \sqrt{L^2 + B^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right] \frac{1 - \nu^2}{E} \quad (11)$$

missä S_{uk} kuormitusalueen keskipisteen alkupainuma
 q tasainen kuormitus (penkereen painosta)
 B penkereen leveys
 L penkereen pituus
 ν maan Poissonin luku
 E maan kimmomoduuli

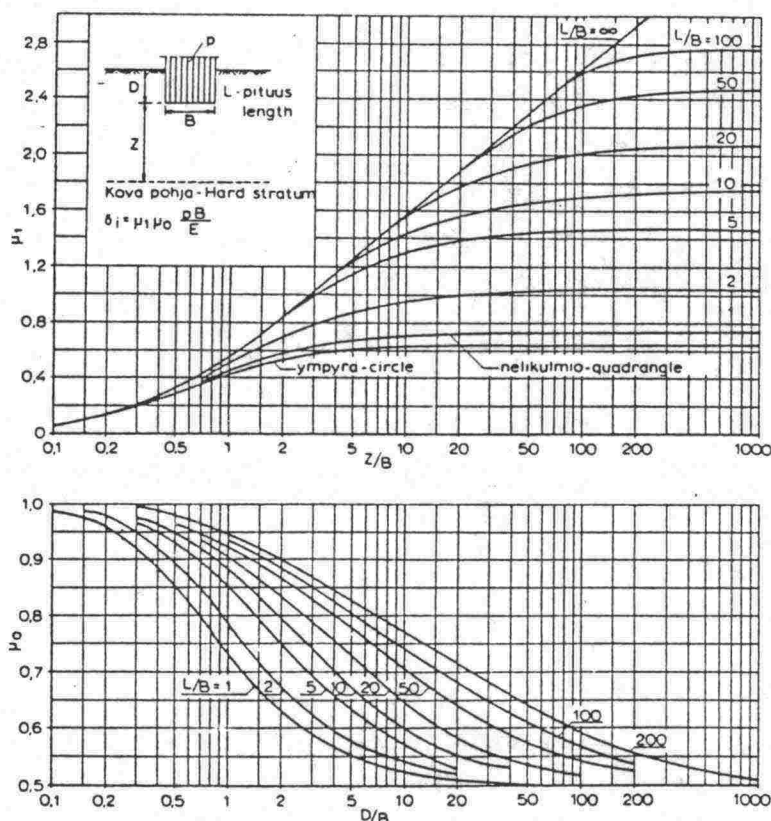
Vastaavasti nurkkapisteen painuma on

$$S_{un} = S_{uk}/2 \quad (12)$$

Jos maakerrosta voidaan kuvata yhdellä kimmomoduulin arvolla, voidaan käyttää esimerkiksi Norjan geoteknisen instituutin (NGI) kehittämää menetelmää /12/. Tässä menetelmässä käyrästöjä käyttäen saadaan suorakaiteen muotoisen kuormitusalueen keskimääräinen painuma olettaen kuorman resultantti keskeiseksi ja pystysuoraksi, eli

$$S_u = \mu_0 \mu_1 \frac{q B}{E} \quad (13)$$

missä μ_0 perustuksen muodosta ja perustamissyvyydestä kuvan 2.4 mukaan riippuva kerroin
 μ_1 painuvan maakerroksen paksuudesta ja perustuksen muodosta kuvan 2.4 mukaan riippuva kerroin



Kuva 2.4 Alkupainuman laskeminen NGI-menetelmällä /11/

2.2.3 Primaarinen konsolidaatiopainuma

Primaarinen konsolidaatiovaihe alkaa tavallisesti heti alkupainuman tapahduttua ja jo sen aikana /13/. Alkuvaiheessa pengerkuorman aiheuttama jännityslisäys siirtyy täysin huokosveden ylipaineeksi ja pyrkii purkautumaan ympäristöön aiheuttaen suotovirtausta. Käytännössä tämä suotovirtaustila on avoin ja kolmiulotteinen, mutta laskelmien yksinkertaistamiseksi sitä käsitellään yksiulotteisena. (Vaikka yksisuuntainen muodonmuutostilanne tilanne on mahdollinen tasapaksussa, vedenläpäisyn suhteen isotrooppisessa ja homogeenisessä maakerroksessa, tapahtuu tätä käytännössä harvoin.) Toisena yksinkertaistuksena oletetaan maan kyllästysasteen olevan 100 % eli huokosissa ei ole ilmaa ja maa on täysin veden kyllästämä. Yksisuuntainen muodonmuutos tapahtuu siten seuraavanlaisessa jännitysympäristössä;

$$\sigma_z = \sigma_1 \quad (14)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_2 = \sigma_3 = K_0 \sigma_1 \quad (15)$$

$$\epsilon_z = \epsilon_1 = \epsilon_v \quad (16)$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_2 = \epsilon_3 = 0 \quad (17)$$

missä	σ_1	pystysuuntainen pääjännitys
	$\sigma_x = \sigma_y$	vaakasuuntainen pääjännitys
	K_0	lepopaine kerroin
	$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_2$	pääsuuntien muodonmuutokset
	ϵ_v	tilavuuden muutos

Koheesiomaakerrosten konsolidaatiopainuma lasketaan yleensä ödometrikokeista määritettyjen muodonmuutos- ja suotovirtaustilan parametrien avulla. Saadut parametrit m ja β sekä kokoonpuristuvuusmoduuli M kuvaavat maakerroksen käyttäytymistä yksisuuntaisessa muodonmuutostilassa.

Maakerroksen primaarinen konsolidaatiopainuma voidaan laskea em. parametrien avulla yhtälöstä /12/

$$S_p = \int_0^H \epsilon_z dz = \int_0^H \frac{\sigma_z}{M_s} dz \quad (18)$$

missä	S_p	primaarinen konsolidaatiopainuma
	$\epsilon_1 = \epsilon_p = \epsilon_z$	kerroksen suhteellinen primaarinen muodonmuutos pystysuunnassa
	σ_z	penkereen kuorman aiheuttama jännityslisäys syvyydellä z
	M_s	sekanttmoduuli
	H	painuvan homogeenisen kerroksen paksuus tai laskentasyvyys

Tangenttimoduulia käytettäessä esitetään moduulin riippuvuus jännityksestä muodossa /12/

$$M_t = m \sigma_v \left(\frac{\sigma_z}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} \quad (19)$$

missä	M_t	tangenttimoduuli
	m	moduuliluku
	β	jännityseksponentti
	σ_v	vertailujännitys (100 kPa)

ja tällöin normaalisti konsolidoituneen kerroksen ϵ_z :n lauseke saa muodon

$$\epsilon_z = \frac{1}{m_1 \beta_1} \left[\left(\frac{\sigma_{v0} + \sigma_z}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} - \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_v} \right)^{\beta_1} \right] ; (\beta \neq 0) \quad (20)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{m_1} \ln \left[\left(\frac{\sigma_{v0} + \sigma_z}{\sigma_{v0}} \right) \right] ; (\beta = 0) \quad (21)$$

Mikäli kerros on voimakkaasti ylikonsolidoitunut, ($\sigma_p \gg (\sigma_{v0} + \sigma_z)$) saadaan ϵ_z :n yhtälöksi

$$\epsilon_z = \frac{1}{m_2 \beta_2} \left[\left(\frac{\sigma_{v0} + \sigma_z}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} - \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_v} \right)^{\beta_2} \right] \quad (22)$$

missä	σ_{v0}	vallitseva geostaattinen jännitys
	σ_p	kerroksen konsolidaatiojännitys
	m_1, β_1	normaalikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku ja jännityseksponentti
	m_2, β_2	ylikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku ja jännityseksponentti

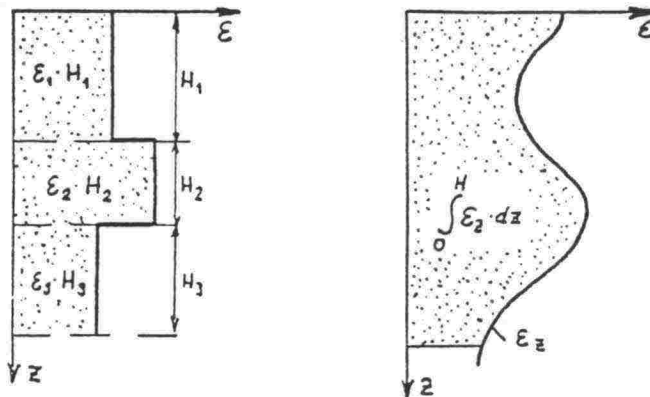
Kohtalaisen tarkkaan tulokseen pääsemiseksi on tärkeää, että parametrien määrittäminen ja maakerroksen konsolidaatiotila määritetään oikein. Jos kerroksen ylikonsolidoituminen on lievä, otaksutaan sen olevan normaalikonsolidoitunut. Mikäli kaavaa 22 käytetään, on oltava varma kerroksen ylikonsolidaatiosta

Todellisessa tilanteessa kokoonpuristumaominaisuudet muuttuvat jatkuvasti mitä syvemmälle maaperään mennään/11/. Kun kuvataan suhteellista kokoonpuristumaa ϵ tarkastelusyvyvyyden z funktiona, vastaa kaavan 18 mukaista konsolidaatiopainumaa ϵ - kuvaajan ja z - akselin väliin jäävä pinta-ala. (Kuva 2.5) Käytännön laskelmissa ϵ -käyrä yleensä korvataan murtoviivalla, jolloin tietyn geoteknisen kerroksen osalla ϵ -arvot otaksutaan vakioiksi eli yleensä kerroksen keskellä vallitsevia olosuhteita vastaaviksi.

Näin menetellen konsolidaatiopainuman laskentakaava saa käytännön muodon

$$S_k = \sum_{i=1}^n \epsilon_i H_i \quad (23)$$

missä ϵ_i i :nnen kerroksen suhteellinen kokoonpuristuma
 H_i i :nnen kerroksen paksuus



Kuva 2.5 ϵ - z -kuvaaja käytännön laskelmissa ja teoriassa

2.2.4 Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus

Kokonaispainumasta suurimman osan muodostaa yleensä konsolidaatiopainuma. Se on myös mitoituksessa tärkeimpänä tekijänä eli on olennaista tietää painuman nopeus ja paljonko sille on varattava aikaa.

Ajan vaikutus kokoonpuristuvuuteen otetaan huomioon konsolidaatiokertoimen c_v avulla. Se määritetään ödometrikokeen tulosten avulla kaavasta /16/

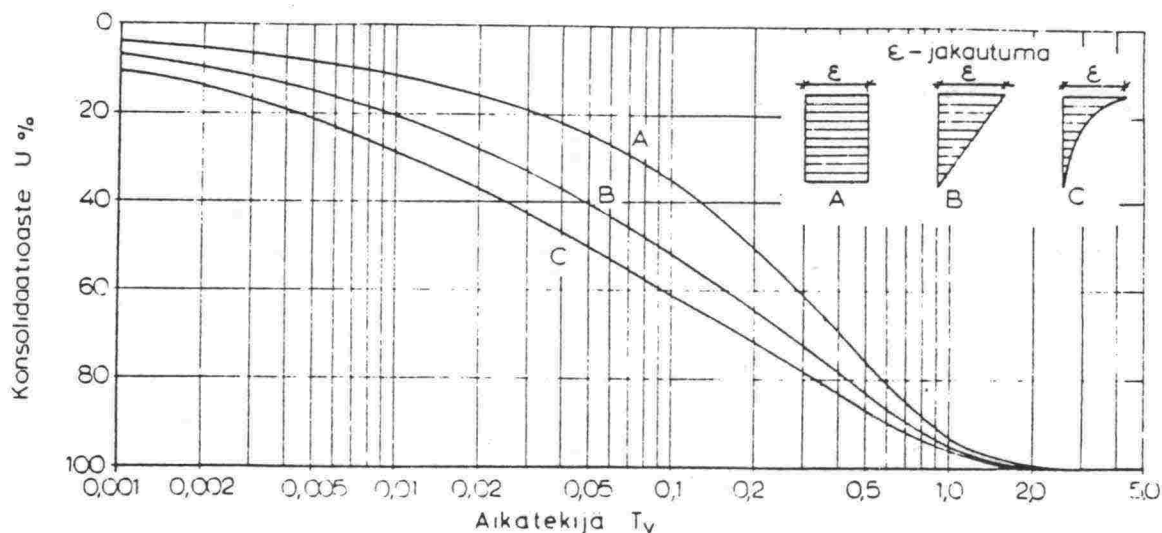
$$c_v = T_v \frac{h^2}{t_u} \quad (24)$$

missä	c_v	konsolidaatiokerroin pystysuunnassa
	T_v	ns. aikatekijä
	h	tutkittavan maanäytteen korkeus ko. koevaiheen alussa
	t_u	ko. koevaiheen kokoonpuristumisasteen U saavuttamiseen kuluva aika laskettuna koevaiheen alusta

Konsolidaatioaste U määritetään esim. Casagranden menetelmällä ödometrikokeen tuloksista. Tällöin valitaan se kuormitusporras, joka vastaa parhaiten kyseisen maakerroksen todellista jännitystä ennen ja jälkeen pengerkuorman lisäämisen /4./

Konsolidaatioasteen ja aikatekijän välinen vuorosuhde voidaan puolestaan määrittää kuvasta 2.6. U :n lisäksi on arvioitava $\epsilon - z$ jakauman muoto kyseisessä kerroksessa.

Mikäli $\epsilon - z$ jakauma ei suoraan ole minkään kuvassa esitetyn kaltainen, voidaan se yleensä jakaa kahteen osaan ja päästä kuvan esittämiin perusmuotoihin.



Kuva 2.6 Konsolidaatioasteen ja aikatekijän vuorosuhde

Tiettyä konsolidaatioastetta vastaava aika voidaan nyt määrittää muunnetulla kaavalla 24 /16/

$$t = T_v \frac{H^2}{c_v} \quad (25)$$

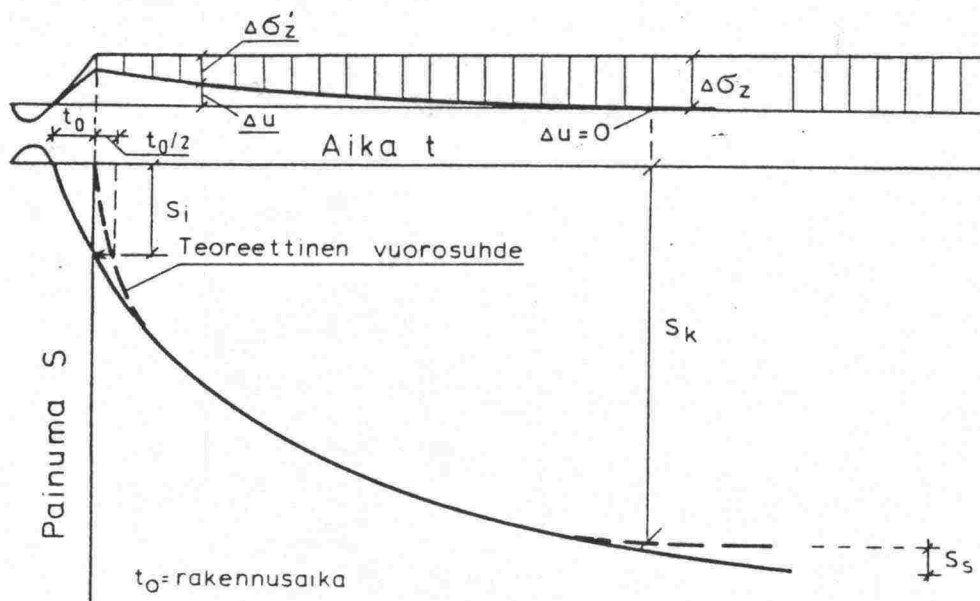
missä H konsolidoituvan maakerroksen paksuus

Maakerroksen konsolidaatiopainuma ajan hetkellä t voidaan tällöin laskea kaavalla

$$S_{kt} = U_t S_k \quad (26)$$

Konsolidaation teoreettiseksi alkuhetkeksi ajan ja painuman välistä vuorosuhdetta tarkasteltaessa otetaan yleensä se hetki, jolloin maapohjalle tuleva kuormitus on saavuttanut lopullisen arvonsa. Eli penkereen kohdalla silloin kun se on valmiiksi rakennettu.

Todellisuudessa konsolidaatiopainuma alkaa välittömästi kuormituksen lisääntyessä maapohjassa, siis jo rakennusaikana. Tällöin voidaan alkupainuman ja primaarisen konsolidaatiopainuman arvoja suhteuttaa kuvan 2.7 mukaan /6/



Kuva.2.7 Alkupainuman muunnos primaaripainumaksi

Edellä mainittu menettely perustuu siihen, että laskettaessa painumaa ödometrikokeiden tuloksista, sisältää laskettu konsolidaatiopainuma myös alkupainumaa.

2.2.5 Sekundaarinen konsolidaatiopainuma

Sekundaarinen konsolidaatiopainuma johtuu maan raerungon hitaasta deformatumisesta eli hiipumasta. Ilmiötä ei ole täydellisesti pystytty selvittämään, mutta eräiden arvioiden /9/ mukaan se johtuu huokosveden virtauksesta pienemmistä huokosista isompiin. Teoriassa tämä painuma katsotaan alkaneeksi vasta siitä hetkestä, kun huokosveden ylipaine on kokonaan purkaantunut, vaikka sekundaaripainumaa tapahtuu myös primaarivaiheen aikana. Tällöin ne kuitenkin jäävät niin vähäisiksi, ettei näitä kahta painumalajia tarvitse primaarivaiheessa tarkastella erillään /17/.

Määrällisesti sekundaaripainumat ovat yleensä niin pieniä, ettei niillä ole käytännön merkitystä penkereiden geoteknisessä mitoituksessa /12/. Poikkeuksena tästä ovat runsaasti humusta sisältävät maakerrokset, joilla sekundääripainumat voivat muodostua haitallisen suuriksi. Painumisnopeus riippuu koheesiomaassa maan plastisista ominaisuuksista ja pienenee ajan kuluessa tasapainotilaan asti.

2.3 Konsolidaatio

2.3.1 Maan konsolidoituminen

Luonnontilainen tai rakennettu maakerros muodostuu tavallisesti kolmesta komponentista: varsinainen maa-aines, huokostilassa oleva vesi ja huokostilassa oleva ilma. Pysyvästi pohjavedenpinnan alapuolella olevissa maakerroksissa huokostilassa on ainoastaan vettä.

Pysyvän tai tilapäisen kuorman vaikutuksen vuoksi maakerroksessa tapahtuu muodonmuutoksia. Osa näistä tapahtuu heti kuorman lisäämisen jälkeen ja osa hitaasti pitkän aikavälin kuluessa. Muodonmuutosta, jossa maa-alkion tilavuus muuttuu huokosveden ja ilman poistuesssa, kutsutaan konsolidaatioksi ja siitä johtuvaa painumaa konsolidaatiopainumaksi.

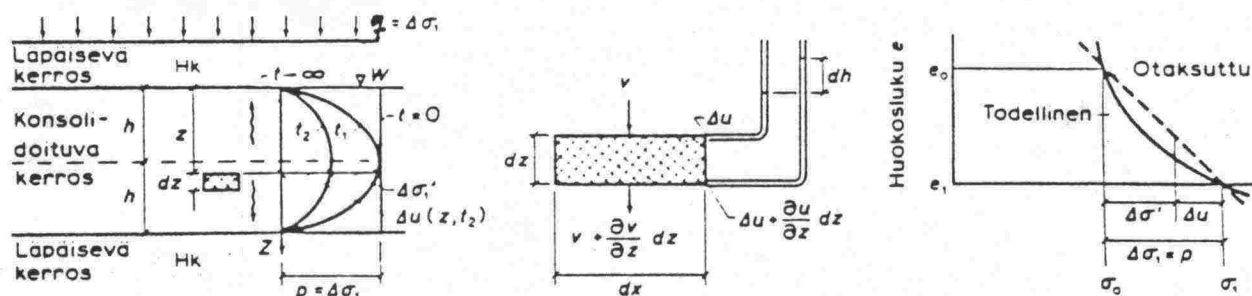
Koheesiomaakerroksissa, joissa huokostilavuus on täysin veden kyllästämä ($S_r=100\%$), konsolidaatiopainuma vastaa poistuneen huokosvesimäärän tilavuutta /16/. Painuma ja sen nopeus riippuvat maakerroksen vedenläpäisevyydestä ja kokoonpuristuvuudesta. Konsolidoituvalle maakerrokselle perustettavan rakenteen painuman ja ajan välinen suhde on laskettava ko. maakerrokselle soveltuvalla konsolidaatioteoriolla. Seuraavassa on käsitelty yksisuuntaisen suoto- ja muodonmuutostilan teorioita.

2.3.2 Terzaghin konsolidaatioteoria

Terzaghin /13/ kehittämällä konsolidaatioteoriolla lasketaan yksisuuntaisen suoto- ja muodonmuutostilassa konsolidoituvan koheesiomaakerroksen varaan perustetun rakenteen primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus. Teorian perusoletuksina ovat:

- maa on homogeenista ja täysin veden kyllästämä
- maarakeet ja vesi ovat kokoonpuristumattomia
- maakappaleen käyttäytyminen on koosta riippumaton
- puristus on yksidimensionaalista

- huokosveden virtaus on yksidimensionaalista
- Darcyn laki on voimassa
- maan ominaisuudet eivät muutu konsolidaation aikana
- jännityksen ja huokosluvun välillä on lineaarinen riippuvuus ko. jännitysalueella
- kuorma lisätään nopeasti ajanhetkellä $t = 0$



Kuva 2.8 Terzaghin teorian perusoletukset

Jos vedellä kyllästettyä normaalikonsolidoitunutta maakerrosta kuormitetaan tasaisella pintakuormalla q joka samantien siirtyy huokosvedenpaineeksi $\gamma_w^* h$, kun h on painekorkeus. Tällöin syvyydellä z olevaan maa-alkioon (kuva 2.8) tulevan ja siitä lähtevän virtauksen nopeutta kuvaa Darcyn yhtälö

$$v_z = ki = \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (27)$$

missä	v_z	huokosvesivirtauksen nopeus syvyydellä
	k	Darcyn kerroin
	u	huokosvedenpaine
	z	syvyys

Vastaava vesimäärän muutos ajassa dt on

$$dQ = \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy dt = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz dx dy dt \quad (28)$$

Tämä on perusoletusten mukaan yhtä suuri kuin konsolidatiosta aiheutuva tilavuuden muutos ($du = -d\sigma'$ eli huokos-

vedenpaineen siirtyy välittömästi tehokkaaksi raepaineeksi)

$$dQ = m_v \frac{\partial u}{\partial t} dt dx dy dz \quad (29)$$

missä m_v maan kokoonpuristuvuuskerroin (vakio)

Tästä edelleen saadaan

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (30)$$

joka on Terzaghin konsolidaatioyhtälö /13/. Merkitsemällä lisäksi

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (\text{oletetaan vakioksi}) \quad (31)$$

$$z_1 = \frac{z}{d} \quad (32)$$

$$u_1 = \frac{u}{u_0} \quad (33)$$

missä d veden pisin virtausmatka eli kerroksen paksuus h jos johtava kerros on vain toisella puolella painuvaa kerrosta ja $h/2$ jos vesi voi poistua kumpaankin suuntaan

sekä huomioimalla lisäksi aikatekijä T

$$T = \frac{k t}{\gamma_w m_v d^2} \quad (34)$$

saa konsolidaatioyhtälö muodon

$$\frac{\partial u_1}{\partial T} = \frac{\partial^2 u_1}{\partial z_1^2} \quad (35)$$

Maakerroksen painuma eli h-paksuisen kerroksen kokoonpuristuma ajan t kuluttua on

$$S(t) = \int_0^H \frac{\sigma' - \sigma_0}{M} dz = \frac{\gamma_w}{M} \int_0^H (u_0 - u) dz \quad (36)$$

missä M kokoonpuristuvuusmoduuli $1/m_v$

Lopullinen primääripainuma S_p ($t=\infty$) saadaan kaavasta kun huokospaine $u=0$.

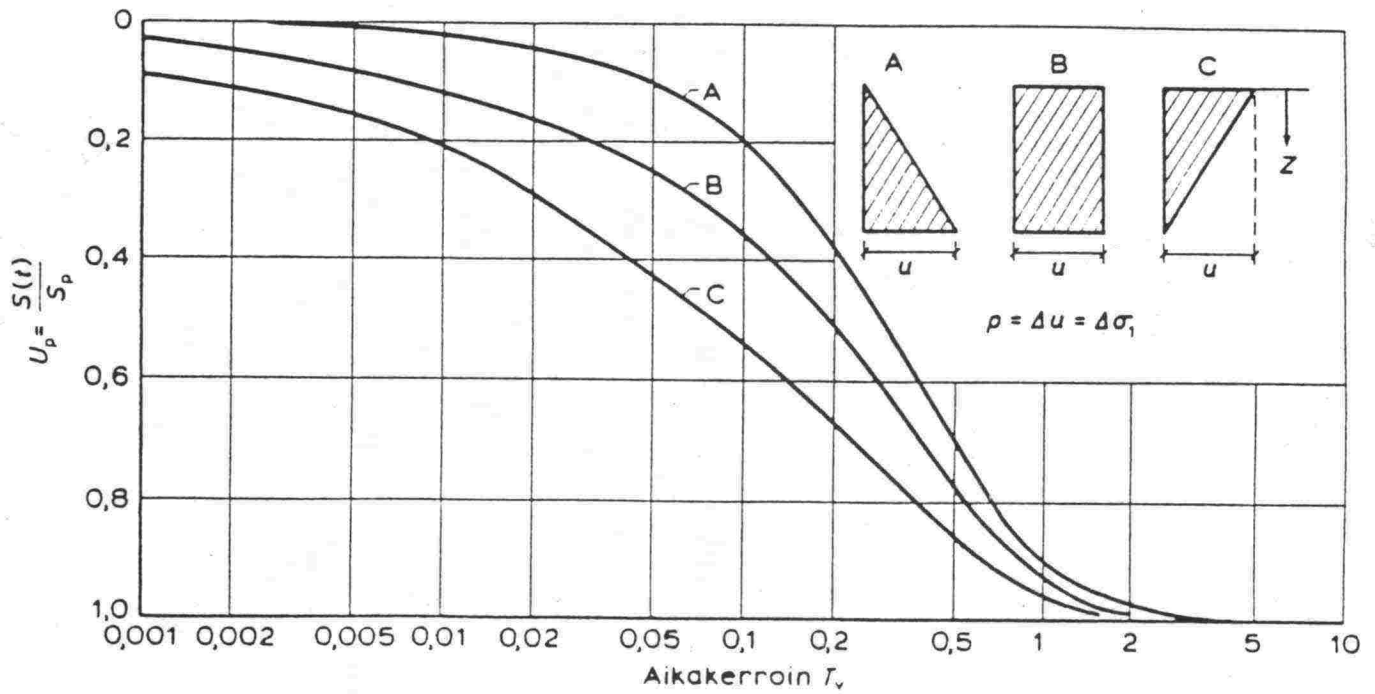
Konsolidaatioaste $U = S/S_p$ on siten

$$U(T) = \int_0^H (1 - u_1) dz_1 \quad (37)$$

ja konsolidaatiopainuma ajanhetkellä t saadaan kaavasta

$$S_t = U(T) S_p \quad (38)$$

jossa konsolidaatioaste tapauksessa $u_0 = 0$ saadaan esimerkiksi kuvan 2.9 käyrästä /13/.



Kuva 2.9 Aikakertoimen ja konsolidaation vuorosuhde Terzaghin mukaan /16/

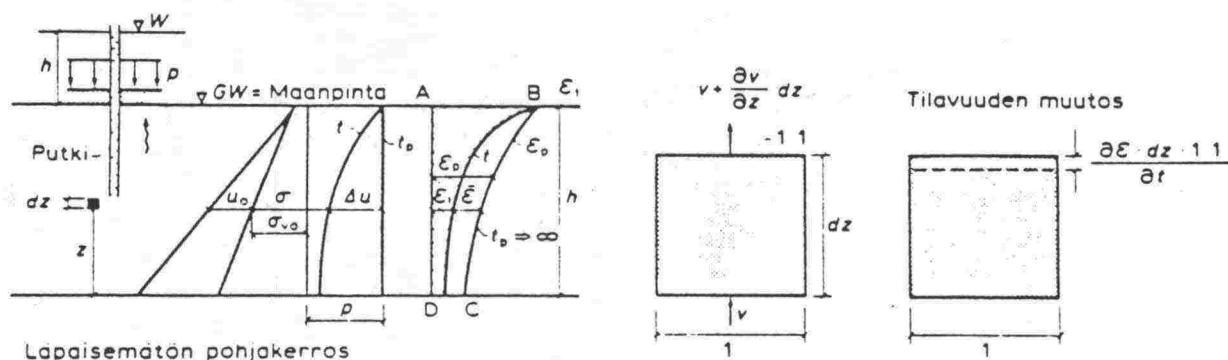
2.3.3 Janbun konsolidaatioteoria

Janbun konsolidaatioteoriaa sovelletaan samaan tarkoitukseen kuin Terzaghin teoriaa eli yksisuuntaisessa muodonmuutos- ja suototilassa konsolidoituvan ja veden kyllästämän koheesiomaakerroksen primaaripainuman nopeuden laskentaan. Verrattuna Terzaghiin, teoria on kehitetty osittain erilais-
ten lähtöolettamusten avulla, mutta reunaehdot ovat samat.

Toisin kuin Terzaghi, Janbu esittää konsolidaatioyhtälön muodonmuutoksen $\bar{\epsilon}$ avulla /13/

$$\frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2} = \frac{\partial}{\partial z} \left(c_v \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} \right) \quad (39)$$

$$\bar{\epsilon} = \epsilon_p - \epsilon \quad (40)$$



Kuva 2.10 Janbun konsolidaatioteorian perusoletukset

missä $\bar{\epsilon}$ jäännösmuodonmuutos hetkellä t
 ϵ_p primaarisen muodonmuutoksen lopullinen arvo (kuva 2.10)

Konsolidaatioyhtälö 39 antaa saman lopputuloksen kuin Terzaghi konsolidaatioyhtälö, mikäli jäännöspuristumakuvio on suorakaide $\epsilon_p - z$ -koordinaatistossa. Jos jännitys jakautuu eri tavalla maapohjaan, antavat teoriat eri tuloksen.

Maan fysikaalinen tila, ts. reunaehdot, ovat siis samat kuin Terzaghilla. Tämän lisäksi otaksuttu seuraavien yhtälöiden olevan voimassa.

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial \epsilon_1}{\partial t} = - \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial t} \quad (41)$$

$$v = k_i - k_{i_0} \quad (42)$$

$$M_t = \frac{\partial \sigma'}{\partial \epsilon} \quad (43)$$

$$\sigma(z) = \sigma' + \Delta u \quad (44)$$

missä v huokosveden virtausnopeus
 i_0 kriittinen hydraulin gradientti
 M_t kokoonpuristuvuusmoduuli
 $\sigma(z)$ kokonaisjännitys etäisyydellä z kovasta pohjasta

Näitä ehtoja käyttäen saadaan painumat ja konsolidaatioaste määritetyksi yhtälöillä

$$S(t) = \int_0^H \epsilon_1 dz \quad (45)$$

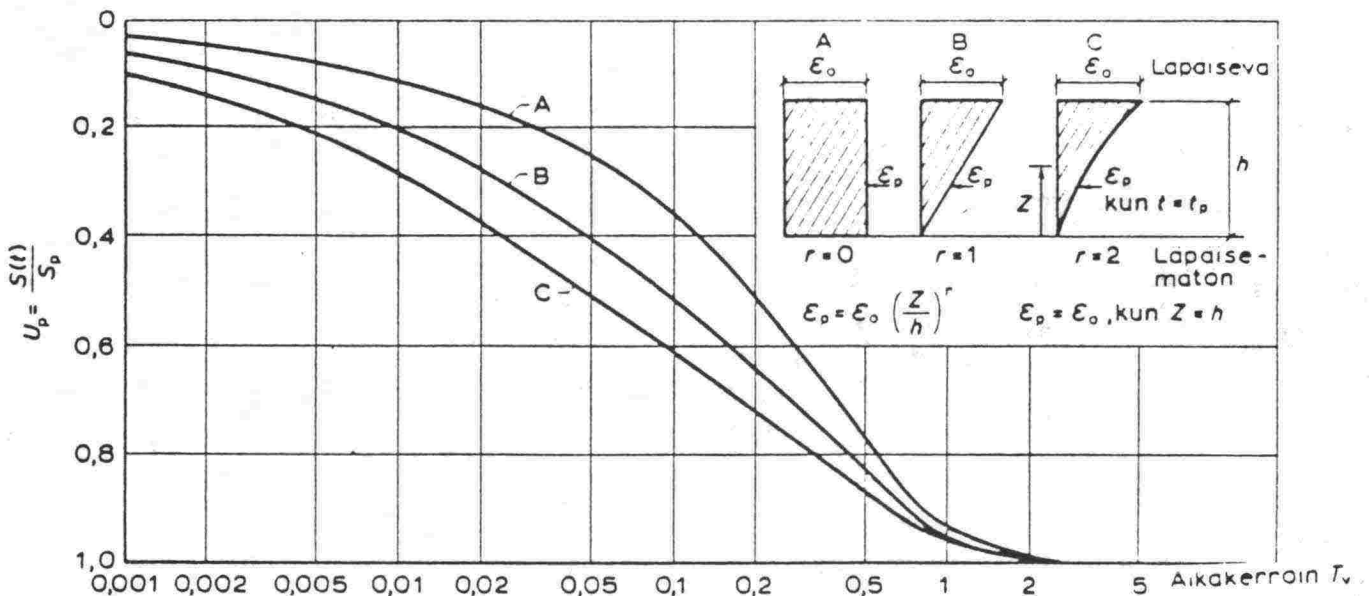
$$S_p = \int_0^H \epsilon_p dz \quad (46)$$

$$U_p = \frac{S(t)}{S_p} = \frac{\int_0^H \epsilon_1 dz}{\int_0^H \epsilon_p dz} \quad (47)$$

Aiakkeroin T_v voidaan myös Janbun teoriaa sovellettaessa määrittää yhtälöstä

$$T_v = \frac{c_v t}{h^2} \quad (48)$$

missä T_v saadaan käyriltä kuvassa 2.11.



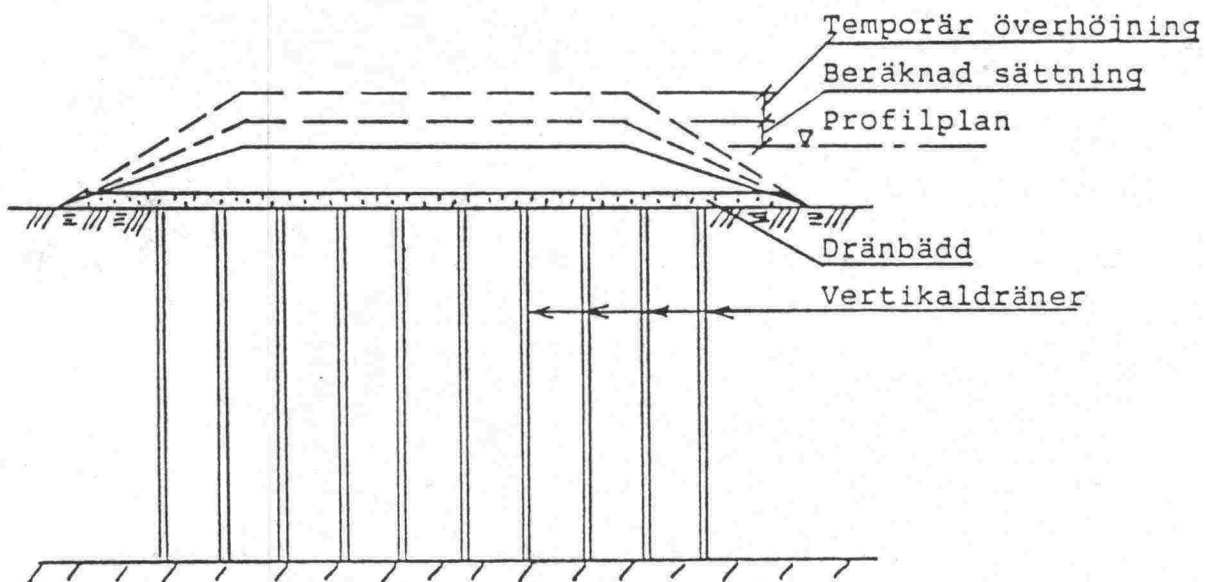
Kuva 2.11 Aikakertoimen ja konsolidaation vuorosuhde Janbun mukaan /13/

3. PYSTYOJITUS POHJANVAHVISTUSMENETELMÄNÄ

3.1 Menetelmän periaate

Hyvän rakennusmaan saantivaikkeudet ovat viime aikoina lisäneet tarvetta myös huonompien pohjaolosuhteiden omaavien maa-alueiden käyttöönnotolle. Kaupungeissa hyvä tonttimaa on suhteettoman kallista ja tienrakennuksessa linjaukset joudutaan usein mm. ympäristösyistä siirtämään heikommin kantaville alueille. Tämä puolestaan vaatii yhä enemmän ja yhä parempaa geoteknistä osaamista sekä kehittyneempää tekniikkaa suunnitelmien toteuttamisessa.

Pystyjoituksen tarkoituksena on heikosti kantavan pohjamaan painuma-, lujuus- ja vakavuusominaisuuksien parantaminen siten, että rakenteen käyttöaikaiset painumat ja muut vauriot jäävät mahdollisimman pieniksi. Tähän pyritään esikuormittamalla kohdetta painopenkereellä ja nopeuttamalla muodostuvan huokosveden ylipaineen purkautumista pystyjoituksen avulla. Suomessa pystyjojatyypinä on enimmäkseen liuskapystyjoja, mutta muualla maailmassa hiekkapystyjojakin ovat yhä laajassa käytössä. Kuvassa 3.1 on esitetty poikkileikkaus pystyjoituskentästä.



Kuva 3.1 Poikkileikkaus pystyjoituskentästä./18/

3.2 Menetelmän kehitys

3.2.1 Painopenger

Laajojen, vähäistä painumista kestävien rakenteiden rakentamisessa on jo vuosikymmeniä käytetty ylipengertä konsolidaation nopeuttamiseksi. Tällä on pyritty ennakoimaan tulevan rakenteen painoa ja sen aiheuttamaa painumaa siten, että käyttövaiheessa tilanne olisi stabiili eikä painumia enää haitallisessa määrin esiintyisi. Toisin sanoen rakennuspohjalla olisi riittävä kantavuus murtumista vastaan ja että mahdolliset siirtymät pysyisivät ennaltamäärätyissä rajoissa.

Vaatimusten kasvaessa ja aikataulujen kiristytessä ei pelkkä ylipenger riittänyt tarvittavan konsolidaatioasteen saavuttamiseksi. Menetelmä vaati runsaasti aikaa eikä lopputuloksesta siltikään voitu olla varmoja. Tarvittiin parempia keinoja, joilla painumista saataisiin huomattavasti nopeutetuksi.

3.2.2 Hiekkapystyjoitus

Vuonna 1926 Kaliforniassa ongelmaan keksittiin patennttiratkaisu; poraamalla heikosti kantavien kerrosten läpi reikä ja täyttämällä se suodatinhiekkalla, pystytettiin ylipaineisen huokosveden poistumista nopeuttamaan. Menetelmää oli tuloksellisesti kokeiltu jo 1925, mutta patentti sille saatiin vasta 1926 /15/, /12/. Kesti kuitenkin vielä kymmenen vuotta, ennenkuin se levisi laajempaan käyttöön. Ajan mittaan asennusmenetelmää on ympäri maailmaa paranneltu ja nykyisin reikä tehdään yleensä syrjäyttämismenetelmällä. Menetelmä on lyhyesti kuvattu kohdassa 3.4.

Hiekkapystyjojen toiminta perustuu veden virtauksen helpottamiseen rakenteen alapuolella olevassa maakerroksessa, jolloin huokosvedenpaineen tasapainotila saavutetaan nopeammin ja ylipenger voidaan purkaa aikaisemmin.

Syrjäyttämismenetelmällä tehtyjä hiekkapystyjoja käytetään vieläkin runsaasti etenkin Kauko-Idässä ja Japanissa. Niiden käyttöön on kuitenkin liittynyt monia ongelmia ja joissakin kohteissa toivottua painumaa ei ole saavutettu. Suurin syy tähän on ollut asennusmenetelmässä havaitut puutteet. Suoja-putken ympärille väistämättä muodostuvassa häiriintyneessä vyöhykkeessä leikkauslujuus sekä läpäisevyys ovat pienentyneet, eivätkä ojat toimi halutulla tavalla. Lisäksi kohteissa joissa painumat ovat suuria, hiekkapilarit katkeavat helposti hidastaen huokosveden purkautumista.

3.2.3 Nauha- ja liuskapystyjoitus

Viime vuosikymmeninä hiekkapystyjojen käyttö maailmalla on epävarmuutensa vuoksi vähentynyt. Tilalle ovat tulleet erilaiset nauha- ja liuskapystyjoat, koska ojan toiminnan kannalta tärkeintä ei ole poikkileikkauksen muoto, vaan sen ympärysmitta.

Nauha- ja liuskaojien valtteina voidaan lisäksi mainita nopea asennettavuus, halvat asennuskustannukset ja pieni häiriintynyt vyöhyke asennusputken ympärillä. Niin ikään materiaali on jonkin verran joustavaa ja hyvin vettä johtavaa, eli katkeamis- ja tukkeutumisvaara on pienempi kuin hiekkaojilla.

Ensimmäiset kokeilut nauhapystyjoilla teki Walter Kjellman Ruotsissa 1930-luvun loppupuolella/5/. Kokeiluissa käytetyn "paperinauhaojan" periaate ja mitat olivat lähes lähes samat kuin nykyisten käytössä olevien liuskatyyppien. Samassa yhteydessä syntynyt Kjellmannin nauhapystyjojen mitoitusmenetelmä on osittain vieläkin käytössä.

Nykyiset tehdasvalmisteiset ojat ovat yleensä poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisia, 100 mm leveitä ja 2-6 mm paksuja nauhoja. Oja muodostuu muovisesta sydänosasta, joka toimii virtauskanavaverkostona, ja sitä ympäröivästä paperisesta tai kuitukankaisesta suodattimesta.

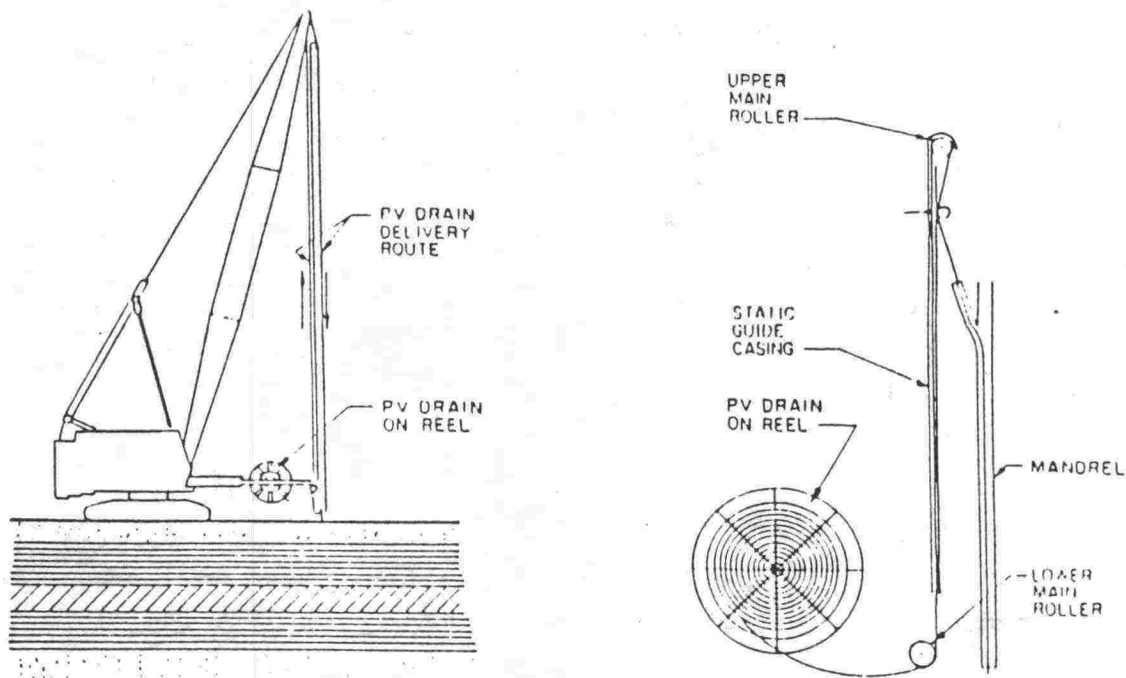
Suodattimen tarkoituksena on estää maapartikkelien tunkeutuminen ojan ytimeen. Sydänosa eli ydin puolestaan johtaa huokosveden ylipaineen pois rakenteesta, joten sen tulee olla hyvin vettäjohtava ja mahdollisimman vähän painehäviöitä aiheuttava. Lisäksi sen pitää toimia koko konsolidaatioajan eli mahdolliset suodattimen läpi päässeet maahiukkaset eivät saisi tukkia sydäntä. Asennettaessa ydinosan tulee tukea suodatinta ja ottaa vastaan mahdollisesti syntyvät leikkaus- ja normaalivoimat.

Eri valmistajien ojatyypit eroavat toisistaan lähinnä sydänosan materiaalien ja rakenteen puolesta. Tästä johtuen myös vedenjohtokyky ja maanpaineen kestävyys vaihtelevat eri valmistajien välillä.

3.3 Laitteisto ja työn suoritus

Hiekkapystyöjen teossa käytetään muunneltua paalutuskalustoa. Maakerrosten läpi työnnetään, tärytetään, huuhdellaan tai lyödään alapäästään avattavalla sulkimella suljettu suojaputki, johon huuhdellaan suodatinhiekkaa kun haluttu taso on saavutettu. Tämän jälkeen suojaputki nostetaan ylös, jolloin läppä avautuu ja hiekka valuu reikään. Tällöin muodostuu putken ulkohalkaisijaa vastaava hiekkapilari. Suomessa putken läpimittana on tavallisesti ollut 150.. .. 200 mm, kun Neuvostoliitossa ja Yhdysvalloissa vastaava läpimitta on ollut 400...500 mm.

Liuskapystyöjan asennuksessa käytetään niin ikään modifioitua paalutuskalustoa/3/. Se koostuu paalutuskoneesta, jonka puomiin on kiinnitetty liuskapystyöjan asennuksessa tarvittava suojaputken työntölaite. Painettaessa suojaputkea maahan, purkautuu rullalla oleva liuskapystyöja painamisen edistytessä. Kun asennustaso on saavutettu, nostetaan suoja-putki ylös, jolloin pystyöjanauhaan kiinnitetty ankkuritappi tai -levy ankkuroi liuskan alapään haluttuun syvyyteen. Tiiviin tai jäätyneen kerroksen puhkaistuun käytetään apupaalua. Kuvassa 3.2 on periaatekuva liuskapystyöjityksestä.



Kuva 3.2 Periaatekuva liuskapystyöjan asennuksesta

3.4 Menetelmän käyttö Suomessa

Suomessa ensimmäiset hiekkapystyöjat tehtiin v.1938. Tällöin käytettiin n. ϕ 80 mm pystyöjia maapohjan lujittamiseen rata-penkereessä. Vesistöalueilla niitä on rakennettu mm. Kotkan satamassa asentamalla ojat ponttoonien päältä. Laajimmillaan menetelmä on ollut käytössä Tarvontien rakentamisen yhteydessä 1960-luvun alussa, jolloin asennettiin ϕ 150 mm pystyöjaa yhteensä yli 2 miljoonaa metriä välillä Veikkola-Lohjanharju /15/.

Ensimmäiset liuskapystyöjat tehtiin Suomessa v. 1975. Alkuaikojen suurimpia kohteita oli mm. Turun lentoaseman kiitotien jatke, jonne 1978 asennettiin 400 000 m liuskaojaa.

Kunnallisteknisesti suurimpia kohteita lienee Pikku-Huopalahden pystyöjitus. Nykyään menetelmää käyttää runsaasti mm. tielaitos siltojen tulopenkereiden ja tiepenkereiden painumisen nopeuttamiseen.

3.5 Ojien teoreettisesta toiminnasta

3.5.1 Barronin malli

Barron esiti teoriansa vuonna 1948 perustuen Terzaghin yksidimensionaaliseen konsolidaatioteoriaan /1/. Hän lähti teoriassaan siitä että ojan asennus ei aiheuta sen ympärille häiriintynyttä vyöhykettä ja että virtausvastus ojassa on hyvin pieni.

Rajaehtoina Barron olettaa että

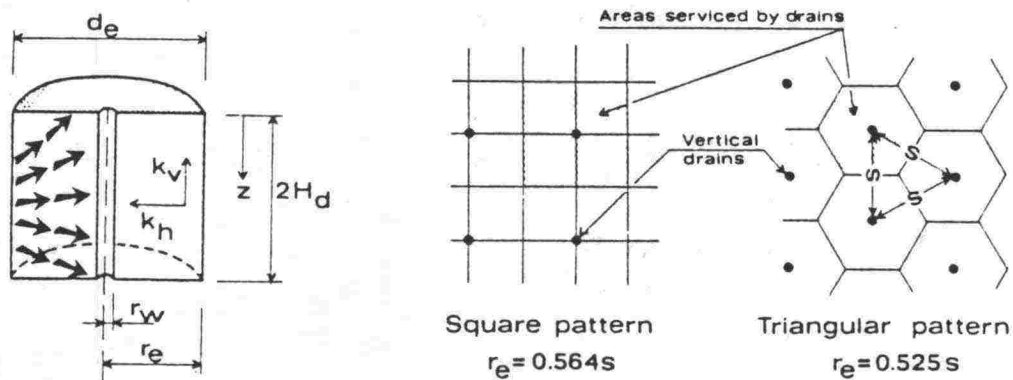
- huokosveden ylipaine u_0 hetkellä $t=0$ on sama koko maa kerroksessa
- huokosveden ylipaine pystyojan sylinterinmuotoisella vaipalla on 0 kun $t > 0$
- pystyojan vaikutusalueen ulkopinta voidaan olettaa läpäisemättömäksi eli $u/r = 0$ kun $r = r_e$

Teorian avulla pyrittiin ratkaisemaan seuraavat kaksi rajatapausta:

- tasaisen jännityksen alaiset maakerrokset eivät pysy-tasoina vaan muodonmuutokset tapahtuvat vapaasti ("free vertical strain")
- muodonmuutokset tapahtuvat tasaisesti koko kuormitus-alueella ja jännitys vaihtelee ("equal vertical strain")

Käytännön tilanteet ovat yleensä jotakin tältä väliltä riippuen mm. pystyojan vaikutusalueen läpimitan d_e suhteesta ojan halkaisijaan d_w (kuva 3.3), ylipenkereen jäykkyydestä ja paksuudesta sekä ojan aksiaalisen jäykkyyden suhteesta ympäröivän maan jäykkyyteen.

Differentiaaliyhtälö, jolla kuvataan huokosveden ylipainetta säteittäisen virtauksen aikana, saa muodon



Kuva 3.3 Pystyojan vaikutusalueen määrittäminen /5/

$$c_h \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial u_r}{\partial t} \quad (49)$$

missä u_r huokosveden ylipaine ajanhetkellä t
 r etäisyys ojan keskipisteestä
 t aika (jännityksen lisäys $t=0$)
 c_h horisontaalinen konsolidaatiokerroin
 (ks. kaava 31)

Epätasaisen painuman tapauksessa yhtälön 49 ratkaisu muodostuu monimutkaiseksi Besselin funktioiden soveltamiseksi, jonka käyttö käytännön suunnittelussa on hankalaa.

Tasaisen muodonmuutoksen tapauksessa differentiaaliyhtälö saa muodon

$$c_h \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (50)$$

missä u keskimääräinen huokosveden ylipaine

Tässä tapauksessa yhtälön ratkaisu on

$$u = \frac{u_0}{r_e^2 F(n)} \left[r_e^2 \ln \frac{r}{r_w} - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \exp(\lambda) \quad (51)$$

missä n d_e/d_w

$$\lambda = \frac{-8T_h}{F(n)}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

Keskimääräinen konsolidaatioaste lasketaan kaavasta

$$U_h = 1 - \exp \left(\frac{-8 T_h}{F(n)} \right) \quad (52)$$

Laskettaessa tasaisen ja epätasaisen painuman arvoja, saadaan kummallakin ratkaisutavalla lähes saman suuruisia tuloksia. Näin etenkin yleisimmissä tapauksissa, joissa ojasyntinterin halkaisijan suhde ojan halkaisijaan on suurempi kuin 5 ja T_h -kerroin pienempi kuin 0,1. Tästä voidaan päätellä jälkimmäisen ratkaisutavan paremmuus suunnittelutehtävissä, etenkin kun tärkeimpänä kiinnostuksen kohteena on yleensä U_h :n arviointi.

3.5.2 Hansbon malli

Hansbon pystyojamalli on alunperin Walter Kjellmanin kehittämä. Se perustuu Darcyn lakiin sekä huokosveden suotovirtausnopeuden ja huokoisen maa-aineksen muodonmuutosnopeuden yhteensovittamiseen /5/. Teoria ottaa huomioon häiriintyneen vyöhykkeen ojasydämen ympärillä sekä ojan virtausvastuksen.

Vaikka edellä mainitut teoriat on kehitetty pyöreätä poikki-leikkausta varten, voidaan teorioita soveltaa myös nauhapystyöihin. Tarvittava nauhapystyöjan ekvivalentti halkaisija voidaan laskea kaavalla

$$d = \frac{2 (b + t)}{\pi} \quad (55)$$

missä	d	ojanauhan ekvivalenttihakaisija
	b	nauhan leveys
	t	nauhan paksuus

4. MITOITUS

4.1 Yleistä

Pystyajat on perinteisesti mitoitettu nomogrammien avulla, joissa tarvittavina esitietoina ovat konsolidaatioaika, horisontaalinen konsolidaatiokerroin c_h ja ojaetäisyys D . Viime aikoina uusimpina menetelminä ovat käyttöön tulleet erilaiset differenssi- ja elementtimenetelmien sovellutukset. Koska tätä työtä varten kerätty aineisto on pääosin mitoitettu nomogrammeja käyttäen, esitellään tässä ainoastaan em. "vanhat" mitoitusmenetelmät. Tosin luultavimmin tulevaisuudessa tullaan siirtymään yhä enemmän ATK-pohjaisiin numeerisiin mitoitusapoihin.

4.2 Kjellmannin menetelmä

Ruotsalaisen Walter Kjellmannin kehittämällä menetelmällä pystyajat pyritään mitoittamaan toimiviksi vain määräävillä kerrospaksuuksilla. Eli käytännössä ylimmät kerrokset painuvat suhteellisesti enemmän ja saavuttavat suuremman konsolidaatioasteen kuin syvemmillä olevat kerrokset.

Kjellmannin kaavaa /15/ sovellettaessa seuraavat reunaehdot ovat voimassa:

- ojat on sijoitettu säännönmukaisesti verkkoihin
- ojan sylinterimäinen vaikutusalue ulottuu koko ojan pituudelle
- kokoonpuristuminen tapahtuu tasaisesti samoin kuin lisäkuormitus
- kokoonpuristuessaan maakerroksen vedenläpäisevyys ei muutu
- ojien sisäinen virtausvastus on hyvin pieni

Kjellmannin kaavalla laskettuna konsolidaatioaika saadaan yhtälöstä

$$t = \frac{D_e n}{8 c_h} \ln \frac{1}{1 - U_h} \quad (56)$$

missä	t	konsolidaatioaika
	D_e	ojan vaikutusalueen läpimitta (ks. kuva 3.3)
	c_h	vaakasuora konsolidaatiokerroin

Koska pystyjoituksessa ojan vaikutusalueen läpimitan suhde ojan halkaisijaan (n) on lähes aina suurempi kuin 8 voidaan yhtälö 56 esittää muodossa

$$t = \frac{D_e^2}{8 c_h} \left[\ln \left(\frac{D_e}{d} \right) - \frac{3}{4} \right] \ln \frac{1}{1 - U_h} \quad (57)$$

Kaavaa käytetään useimmiten mitoitusdiagrammien muodossa, jolloin konsolidaatioaste U_h saadaan käytettävissä olevan ajan t , konsolidaatiokertoimen c_h sekä ojaetäisyyden D avulla. Mitoitusdiagrammeja on useita erilaisia, mm. eri valmistajilla on omansa. Konsolidaatioasteeksi pyritään useimmissa tapauksissa saamaan 90 % tai yli. Esimerkki mitoitusdiagrammista kuvassa 4.2.

4.3 Barronin menetelmä

Barronin menetelmässä /14/, /1/ sovelletaan käytäntöön Barronin pystyjojamallia (kohta 3.5.1). Tarvittavina maaperätietoina tarvitaan maakerroksen paksuus ja kuivatusolosuhteet, rakennus- ja painuma-aika, vaaka- ja pystysuuntaiset konsolidaatiokertoimet, suurin sallittu painuma sekä pengerkuorituksen avulla arvioitu painuma. Nauhapystyjoja käytettäessä on ojan tehokas säde on kaavan 55 mukaan 64 mm.

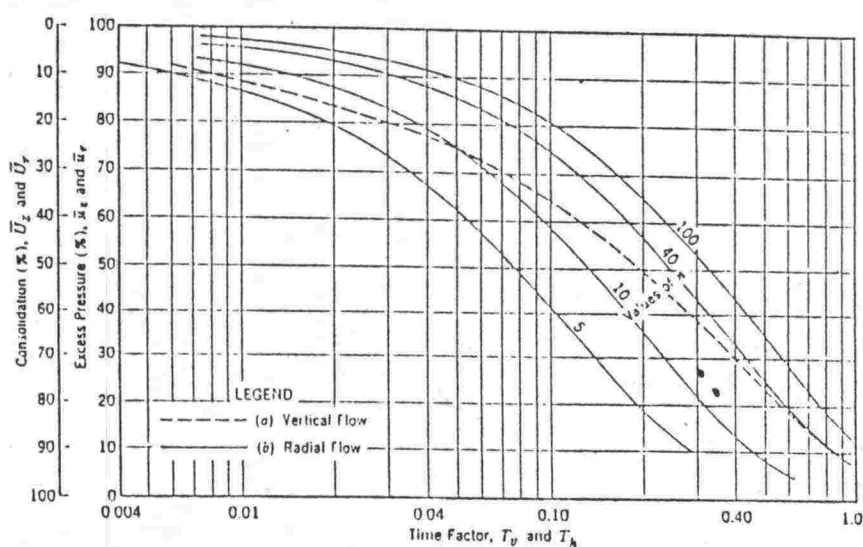
Aluksi lasketaan arvioidun ja sallitun painuman avulla vaadittava konsolidaatioaste sekä aika sen saavuttamiseen. Aikaa arvioitaessa kuormituslisäyksen ajankohdaksi valitaan yleensä penkereen rakennusajan puoliväli. Aikatekijä määritetään kaavasta 24 ratkaisemalla se T_v :n suhteen. Tätä vertikaalista aikatekijää käyttäen haetaan sitä vastaava keskimääräinen vertikaalinen konsolidaatioaste U_v kuvasta 4.1. Kuvassa on oletettu, että kuivatus tapahtuu sekä kerroksen ylä- että alaosa.

Vastaavasti määritetään horisontaalinen aikatekijä T_h sekä kuvan 3.3 mukaisesti ojan vaikutusalue. Tällöin keskimääräinen radiaalinen konsolidaatioaste U_r saadaan kuvasta 4.1 missä $n = r_e/r_w$.

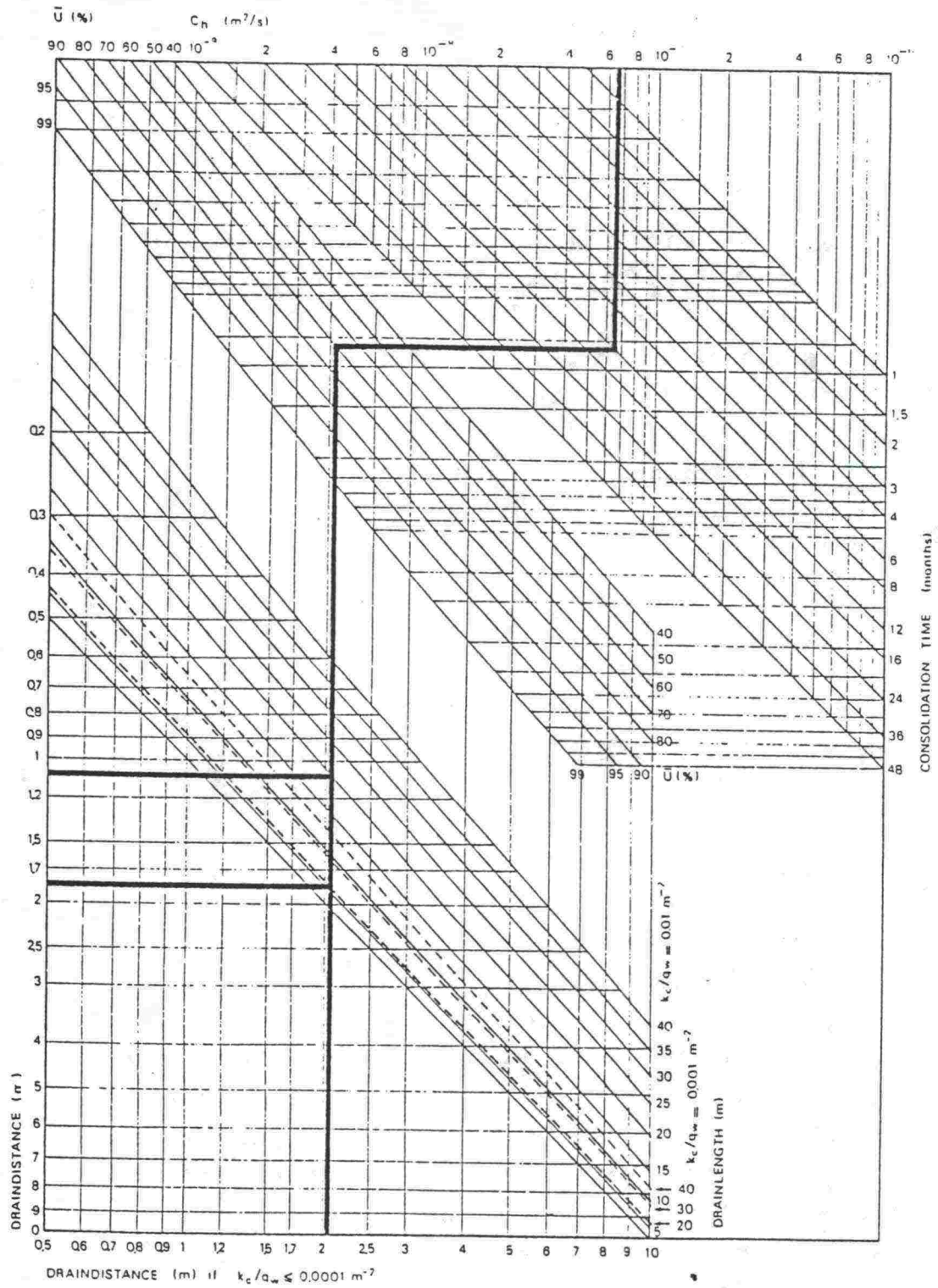
Lopullinen koko rakenteen konsolidaatioaste U voidaan nyt laskea kaavalla

$$U = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (58)$$

Mikäli konsolidaatioaste ei ole riittävä, suoritetaan laskenta uudelleen pienentämällä ojaväliä.



Kuva 4.1 Keskimääräisen konsolidaatioasteen ja aikatekijän välinen riippuvuus/1/.



Kuva 4.2 Esimerkki pystyjoituksen mitoitusdiagrammista
(Mebra Drain)

5. PYSTYOJAKENTTIEN TOIMINNAN ANALYSOINTI

5.1 Havainnointikohteet ja kohteiden raja

Havainnointikohteiden keräys aloitettiin syksyllä -89, jolloin silloisen TVL:n, nykyisen TIEL:n piirien geoinföörereiltä tiedusteltiin ko. piirin alueella rakennetuista liuskapystyjojakohteista. Kysely suoritettiin kirjallisesti ja sen perusteella kohteet jakautuivat piirien kesken seuraavasti:

Uusimaa	14 kpl
Turku	5-7 kpl
Häme	4 kpl
Kymi	- kpl
Mikkeli	- kpl
Pohjois-Karjala	- kpl
Kuopio	- kpl
Keski-Suomi	- kpl
Vaasa	5 kpl
Keski-Pohjanmaa	- kpl
Oulu	3 kpl
Kainuu	- kpl
Lappi	- kpl
<u>Yhteensä</u>	<u>32 kpl</u>

Näiden vastausten perusteella tilattiin aineistoa vastauksissa mainituista kohteista, tarkoituksena saada tietoa kohteiden suunnitteluparametreista ja painumamittaustuloksista. Palautetuissa lomakkeissa olevien yhteystietojen perusteella tilattiin työselitykset yleensä suoraan työmaalta tai mikäli rakentamisesta oli kulunut runsaasti aikaa, etsittiin niitä piirin arkistoista. Työselitysten saavuttua suoritettiin mukaan otettavista kohteista alustava karsinta, johon vaikuttivat tässä vaiheessa saapuneiden tietojen määrä ja laajuus. Valittujen kohteiden tietoja täydennettiin keräämällä niistä tehty laboratorio-, painokaira- ja painumatulokset.

Koska liuskapystyöjotusta on rakennettu jo 1980-luvun alusta lähtien, havaittiin tiettyjen kohteiden tulosten olevan hyvinkin vaillinaisia. Tuloksia joko ei enää ole olemassa tai tehdyt arkistokappaleet ovat jossakin yhteydessä hävinneet. Lisäksi alustava karsinta työselitysten ja muun alustavan materiaalin perusteella oli ilmeisesti liian tiukka, koska jälkepäin arvioituna tietoa olisi sittenkin löytynyt. Näistä muutamaa karsiutunutta kohdetta on lyhyesti kuvattu liitteessä 26.

Lisäksi saman hankkeen sisällä oli monesti samasta kohteesta tehty useampia laboratorio- ym. määrityksiä. Näistä syistä päädyttiin esimerkkikohteiden valinnassa seuraaviin pääperiaatteisiin:

- kohteet joista saadut tiedot ovat erittäin puutteellisia jätetään tutkimuksen ulkopuolelle
- jos saman kohteen eri pisteistä oli tehty useampia kokeita, valittiin esimerkkipiste poikkileikkauksesta, josta maaperätiedot, laskelmat ja painumamittaukset oli tehty
- mikkäli poikkileikkauksien tiedot olivat puutteelliset, pyrittiin näistä valitsemaan esimerkkipiste seuraavassa tärkeysjärjestyksessä:
 - piste kuvaa hyvin ko. kohteen perustamisolosuhteita
 - pisteestä on saatavilla mahdollisimman täydelliset tulokset
 - piste sijaitsee mahdollisimman lähellä painuman mittauskohtaa

Näin saattiin yhteensä 22 kohdetta, joiden tiedot siirrettiin yhteenvetolomakkeille (liitteet 1-22) tarkempaa tutkimusta varten. Mukana olevat kohteet taulukossa 1.

Lomakkeiden valmistuttua ne lähetettiin edelleen ko. kohteen suunnittelijalle tai konsultille vielä puuttuvien tietojen täydentämistä varten, jonka jälkeen varsinainen arviointi voitiin aloittaa.

Taulukko 5.1. Tutkimuksessa mukana olleet pystyjakohdeet

NRO	PIIRI/Vuosi	KOHDE	PAALU
1	Uusimaa/1986	Vt3 Vantaankoski-Keimola	16020/25
2	Uusimaa/1987	Muurala-Bemböle KIII E2R4	340
3	Uusimaa/1987	Muurala-Bemböle KIII E2R2	670
4	Uusimaa/1987	Muurala-Bemböle KIII Mt118	1295
5	Uusimaa/1989	Kt51 Kirkkonummen risteys	1340/-30
6	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	18740/10
7	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	19320/-20
8	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	19500
9	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	21980
10	Uusimaa/1984	Vt4 Arola-Mäntsälä E	47240/14
11	Turku/1985-89	Turku-Naantali Metsäaro	3300
12	Turku/1985-89	Turku-Naantali Telakka	260
13	Turku/1985-89	Turku-Naantali Emäntäkoulu	5040
14	Turku/1985-89	Turku-Naantali Satulavaha	6300
15	Turku/1988	Kt 40 Kuninkojan risteys	2980/40
16	Häme/1982	Kt45 Rajaniemi-Lakalaiva	8620
17	Häme/1986	Vt3 Upr-Riihimäki	54866
18	Häme/1983	Vt4 Renkomäen eritaso S10R2	40
19	Häme/1982	Vt4 Upr-Lahti Renkomäki	93320/-10
20	Vaasa/1982	Vaasan yhdystie	3380
21	Vaasa/1989	Kt68 Munakan silta	1740
22	Vaasa/1989	Vt8 Koivulahden kohdalla	380

5.2 Yhteenveto kohteiden perustamisolosuhteista

Seuraavaksi esitetään yleispiirteisesti kunkin kohteen perustamisolosuhteita sekä tietojen keräysvaiheessa esille tulleita ominaispiirteitä. Tarkemmat tiedot esimerkkipisteistä selviävät liitteenä olevasta taulukosta sekä liitteistä 1...22.

Kohde 1

Vt3 Vantaankoski-Keimola pl 16020/25 on n. 700 m pitkä vesistö sillan S18 tulopenkereiden pystyjoitus, jossa pehmeikön syvyys 8 - 20 m. Pinnassa kuivakuorikerros n. 1 m:iin saakka, josta n. 12 metriin saakka hyvin pehmeää ja kokoonpuristuvaa savea. Kerroksen yläosassa n. 5 m kerros liejuista savea. Siipikairalajuudet lähes koko matkalla n. 20 kPa ja vesipitoisuudet 100...150 %.

Kohde 2

Muurala-Bemböle KIII E2R4 pl 340 on n. 75 m pitkä Espoon eritasoliittymän E2 ramppi R4:n pystyjoitus. Kerroksellista savea tai silttiä, joka ulottuu n. 5 m:n syvyydelle ja kova

pohja n. 15 metrissä. Pohjavedenpinta n. metrin syvyydellä. Vesipitoisuudet n. 50 % ja siipikairalujuudet 5... 25 kPa.

Kohde 3

Muurala-Bemböle KIII E2R2 pl 670 on n. 200 m pitkä Espoon eritasoliittymän E2 ramppi R2:n pystyjoitus. Kohteen syvyys n. 5 m.

Kohde 4

Muurala-Bemböle KIII Mt118 pl 1295 on n. 80 m pitkä pystyjoitus tiepenkereen painuman nopeuttamiseksi. Kohteen syvyys n. 6 m, pohjavedenpinta n. 2 m:n syvyydellä.

Kohde 5

Kt51 Kirkkonummen risteys pl 1340/-30 on n. 370 m pitkä pystyjoitus, jossa pehmeikön syvyys 5-15 m. Pinnassa n. 1 m paksu kuivakuorikerros, jonka jälkeen liejuista savea ja silttiä n. 5 m syvyydelle. Pehmeä kerrostuma loppuu n. 10 m syvyydellä. Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 50...150 % ja siipikairalujuudet välillä 18...25 kPa.

Kohde 6

Vt3 Keimola-Karhunkorpi pl 18740/10 on n. 350 m pitkä pystyjoitus tiepenkereen painuman nopeuttamiseksi, pehmeikön syvyys n. 10 m. Pinnassa on n. 2 m kuivakuorta, jonka jälkeen ylikonsolidoitunutta savea. Pehmeikön alaosassa savi vaihtuu siltiksi ja leikkauslujuus kasvaa. Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 50...100% ja siipikairalujuudet 20...30 kPa.

Kohde 7

Vt3 Keimola-Karhunkorpi pl 19320/-20 on n. 60 m pitkä pystyajakohde maapohjan vahvistamiseksi, pehmeikön syvyys n. 10 m. Pinnassa oleva kuivakuorikerros on n. 2 m paksu, jonka jälkeen pehmeää savea n. 10 metriin saakka. Savikerroksen yläosa 4 metriin asti runsaasti humusta sisältävää (≈ 4 %) ja häiriintymisherkkää. Vesipitoisuudet vaihtelevat rajoissa 40...80 %.

Kohde 8

Vt3 Keimola-Karhunkorpi pl 19500 on n. 90 m pitkä pystyojituskohde penkereen painuman nopeuttamiseksi, jossa pehmeikön syvyys n. 12 m. Pinnassa liejuista häiriintymisherkkää savea, jonka jälkeen kuivakuori n. 2 m syvyydelle. Syvemmälle mentäessä lievästi ylikonsolidoituneen savikerroksen leikkauslujuus kasvaa ja kerros ulottuu n. 8 metriin. Pohjavedenpinta on n. metrin syvyydellä maanpinnasta. Vesipitoisuus vaihtelee välillä 50...100 % ja siipikairalajuus välillä 20...40 kPa.

Kohde 9

Vt3 Keimola-Karhunkorpi pl 21980 on n.160 m pitkä kohde penkereen painuman nopeuttamiseksi. Pehmeikön syvyys n. 14 m, josta n. 10...12 m laihaa savea joka syvemmällä muuttuu siltiksi. Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 50...120 % ja siipikairalajuus 10...35 kPa. Kohde sortui syksyllä 1989 sortuman alkaessa väärin sijoitetusta laskuojasta.

Kohde 10

Vt4 Arola-Mäntsälä E pl 47240/14 Hirvihaaran pystyojitus on n. 240 m pitkä pystyojituskohde. Pinnassa n 2 m paksu kuovakuori jonka jälkeen pehmeää savea n. 7 m syvyydelle. Vesipitoisuudet vaihtelevat 60...90 % ja siipikairalajuudet 10...30 kPa.

Kohde 11

Turku-Naantali Metsäaro pl 3300 n. 550 m pitkä kohde, jossa pehmeikön syvyys 5 - 15 m. Savikerros homogeenista n. 12 m syvyyteen asti, jonka alla ylikonsolidoitunut savikerrostuma. Ennen savikerrostumaa lähellä maanpintaa pehmeä liejuinen kerros. Vesipitoisuudet vaihtelevat 80...160 % ja siipikairalajuudet 10...35 kPa.

Kohde 12

Turku-Naantali Telakka pl 260 (Krookila) on n. 180 m pitkä Telakan eritasoliittymän E2 ramppi R1:n pystyojitus, jossa pehmeikön syvyys 5 - 15 m. Pintakerroksen alla savea ja

savista liejua n. 8 metriin, jonka alla normaalikonsolidoitunutta savea.

Kohde 13

Turku-Naantali Emäntäkoulu pl 5040 on n. 150 m pitkä kenttä, jonka syvyys 5 - 10 m. Paikalla n. metrin kuivakuori, jonka alla homogeenista savea 6...7 metriin. Vesipitoisuudet pienenevät alaspäin mentäessä ja vaihtelevat välillä 40...-120 %. Siipikairalujuudet ovat 10...22 kPa.

Kohde 14

Turku-Naantali Satulavaha pl 6300 on n. 200 m pitkä kenttä syvyyden vaihdellessa 5 - 10 m. Kuivakuoren n. 2 m alla homogeenista lihavaa savea n. 6...7 m:iin. Pohjaveden pinta n. 2 metriä maanpinnan tason alapuolella. Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 60...110 % ja siipikairalujuudet 10...20 kPa,

Kohde 15

Kt 40 Kuninkojan risteys pl 2980/40, jossa pehmeikön syvyys n. 10 m. Pinnassa n. metrin paksuinen hieman lujempi kerros lihavaa savea, jonka jälkeen kairausvastus pienenee kasvaen jälleen tasaisesti syvemmälle mentäessä. Kova pohja n. 12 metrin syvyydessä. Vesipitoisuudet vaihtelevat 90...40 % välillä ja pohjaveden pinta n. 0.7 m syvyydessä.

Kohde 16

Kt45 Rajaniemi-Lakalaiva pl 8620 on n. 250 m pitkä kohde, jossa pehmeikön syvyys on 7...10 m. Pinnassa n. 2 m paksu kuivakuorikerros, jonka alla lihavaa savea. Pehmeikön keskellä on n. 2 m paksu liejuinen kerrostuma, jossa vesipitoisuudet 200...300 %. Muualla vesipitoisuudet 50...60 % ja siipikairalujuudet 10... 38 kPa.

Kohde 17

Vt3 Upr-Riihimäki pl 54866 on n. 410 m pitkä kohde, jossa pehmeikön syvyys n. 10 m. Pinnassa n. 3 m paksu kuivakuori, jonka alapuolella savea ja savista silttiä n. 11 metriin

saakka. Alimmaisiet silttikerrokset häiriintymisherkkiä. Vesipitoisuudet vaihtelevat 40...60 % ja siipikairalujuudet 22...80 kPa.

Kohde 18

Vt4 Renkomäen eritasoliittymä S10R2 pl 40 on n. 70 m pitkä eritasoliittymän S10 ramppi R2, jossa pehmeikön syvyys on n. 11 m. Sitkeää savista silttiä n. 20 metriä maanpinnasta. N. 4 metrin syvyydellä n. metrin paksuinen heikko kerros, joka lievästi humuspitoinen. Pohjaveden pinta n. 7 m maanpinnasta. Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 45...50 % ja siipikairalujuudet 20...60 kPa.

Kohde 19

Vt4 Upr-Lahti Renkomäki pl 93320/-10 on n. 200 m pitkä 10...15 m syvä pehmeikkö. Pehmeää homogeenista savea (Sa-% 30) n 15 m syvyydelle. N. 2 metrin syvyydellä kovempi n. 2 metriä paksu kuivakuori, jossa humuspitoisuus 4 %. Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 45...55 % ja siipikairalujuudet 20...40 kPa.

Kohde 20

Vaasan yhdystie pl 3380 on n. 200 m pitkä kohde jossa pehmeikön syvyys n. 4...6 m. Pintaosassa kuivakuori, jonka alapuolella hiekkaista silttiä. Syvemmällä savipitoisuudet kasvavat ja ennen kitkamaakerrosta n. 7 metrin syvyydellä runsaasti humusta sisältävää lihavaa savea. Vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 25...100 % ja siipikairalujuudet 18...45 kPa.

Kohde 21

Kt68 Munakan silta pl 1740 on n 160 m pitkä kohde sillan tulopenkereen painuman nopeuttamiseksi. Pehmeikön syvyys n. 8 m . Laihaa savea n. 7 metrin syvyydelle, jonka yläosassa liejuista silttiä ja n. 0.5 m paksu turvekerrostuma. Pohjavesi n. 3 m syvyydellä maanpinnasta. Siipikairalujuudet vaihtelevat välillä 10...40 kPa. Painopengertä ei vielä ole rakennettu lopulliseen korkeuteensa.

Kohde 22

Vt8 Koivulahden kohdalla pl 380 on n. 500 m pitkä kohde, jonka syvyys vaihtelee 1...10 m. Maaperä runsaasti humusta sisältävää (4...6 %) lievästi ylikonsolidoitunutta savea, jossa vesipitoisuudet vaihtelevat välillä 90..120 %. Pohja-vedenpinta n. 2 metriä maanpinnasta. Siipikairalujuudet vaihtelevat välillä 15...25 kPa.

5.3 Mitatut ja lasketut painumat

Liitteinä olevien lomakkeiden ja muun kohdetta kuvaavan materiaalin avulla pyrittiin vertailemaan kunkin kentän painumia suunnittelijan laskemien ja arvioimien painumien kanssa. Vaikeutena tässäkin vaiheessa oli varsinaisten suunnitelma-asiakirjojen puute, joten kaikkia suunnitteluparametrejä ja -oletuksia ei ollut tiedossa.

Kaikki kentät arvioitiin aluksi yleispiirteisesti, käyttäen saatuja perustamisolosuhteita ja maaperää kuvaavia tietoja. Tämän jälkeen suoritettiin tarkempaa laskentaa niistä kohteista, joiden painumat poikkesivat huomattavasti arvioidusta.

Seuraavaksi yleispiirteiset arviot esimerkkikohteista. Portaittaiset STD-kokeet tarkoittavat perinteisillä ödometrilaitteistoilla suoritettuja portaittaisia kokeita.

1.Vantaankoski-Keimola pl 16 020

- käytetty pystyjojatyyppi Colbond Drain Cx 1000
- asennettu 16 m syvyyteen pinnasta
- painumat laskettu tangenttimodulimenetelmällä ja mitoitusdiagrammilla
- kokeita ja tutkimuksia tehty riittävästi, ödometriko-
keet portaittaisia STD-kokeita
- painunut ≈ 0.25 m enemmän kuin suunniteltu
- maakerrokset luultavasti normaalikonsolidoituneita
- liejuisen saven painuminen ilmeisesti aiheuttanut
arviointia suuremman painuman

- runsas humuspitoisuus (1...4 %) osattu ottaa mitoituksessa huomioon
- c_h -arvot 1.5...3 kertaa suurempia kuin c_v -arvot

2. Muurala-Bemböle Kehä III E2R4 pl 340

- käytetty pystyajanauha Mebradrain
- asennettu syvyyteen 5 m pinnasta.
- painumat laskettu tangenttimodulimenetelmällä ja mitoitusdiagrammilla
- ödometrikokeet on luultavasti tehty portaittaisina STD-kokeina, (vain c_v -kertoimet tiedossa)
- painumat toistaiseksi laskelmien mukaan, mutta painuminen luultavasti hidastuu pehmeän kokoonpuristuvan kerroksen jo painuttua
- painuva kerros vain ≈ 5 m paksu ja painumat vain 0.3 m/ 2 vuotta, matala pystyajakohdeeksi
- maaperä kerroksellista, joten c_h arvot lienevät suurempia kuin käytetyt c_h arvot (oletus $c_h=c_v$)
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

3. Muurala-Bemböle Kehä III E2R2 pl 670

- käytetty pystyajatyyppi Mebradrain
- asennettu 5 m syvyyteen pinnasta
- painumat laskettu vesipitoisuusmenetelmällä ja diagrammilla
- ödometrikokeet on tehty luultavasti portaittaisina STD-kokeina, vaikka tuloksia c_v -arvojen lisäksi ei löytynyt
- painunut toistaiseksi n. 0.1 m vähemmän kuin arvioitu
- painuma kahdessa vuodessa vain ≈ 0.5 m, matala pystyajakohde
- kokeita tehty riittävästi (c_v -arvoista päätellen)
- jos vähennetään alkupainuma, ei painunut juuri lainkaan
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

4. Muurala-Bemböle Kehä III Mt 118 pl 1295

- käytetty pystyajanauha Mebradrain
- asennettu 6.5 m pinnasta

- mitoitus tangenttimodulimenetelmällä sekä diagrammilla
- ödometrikokeet tehty portaittaisina STD-kokeina
- matala kohde, painumat ≈ 0.4 m kahdessa vuodessa
- kokeita tehty riittävästi (1 koe/ 2 m)
- kokeiden onnistumista vaikea arvioida kerrosrajojen puuttuessa (ei painokairatuloksia)
- mitoituksen onnistumista ei voi arvioida puuttuvien painumatietojen vuoksi
- mahdollinen ylimitoitus, koska c_v -arvona käytetty 0.17
- alimmat kerrokset saattavat olla ylikonsolidoituneita
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

5. Kirkkonummen risteys Kt 51 pl 1340/-30

- käytetty Mebradrain nauhaa
- asennettu 13 m syvyyteen
- mitoitettu tangenttimodulimenetelmällä ja diagrammilla
- ödometrikokeet tehty 10 % ASTD-kokeina (automatisoitu portaittainen ödometrikoe)
- tehty sekä pysty- että vaakasuuntaiset kokeet
- painumat toistaiseksi toteutuneet odotetusti
- maakerrokset normaalikonsolidoituneita
- ödometrikokeet onnistuneet kohtalaisesti
- kokeita tehty riittävästi (1 koe/2 m)
- runsaasti humusta (1..7 %) sisältäviä kerroksia
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

6. Keimola-Karhunkorpi Vt3 pl 18 740/10

- pystyajanauha Colbond Drain CX 1000
- asennettu 12 m pinnasta
- laskettu tangenttimodulimenetelmällä
- ödometrikokeet tehty CRS-kokeina (vakioapuristusnopeudella tehty automatisoitu ödometrikoe) nopeudella 0.005 mm/min
- ylikonsolidoituneita kerroksia
- painumat toistaiseksi n. 0.1 m enemmän kuin suunniteltu, mutta luultavasti runsaasti vettä sisältävien kerrosten painuttua kokoonpuristuminen hidastuu
- otettu vähän näytteitä (3 näytettä/12 m)

- ödometrikokeet onnistuneet kohtalaisesti
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

7. Keimola-Karhunkorpi Vt3 pl 19 320/-20

- nauhana käytetty Colbond Drain CX 1000
- asennettu 12 m syvyyteen
- mitoitettu tangenttimodulimenetelmällä
- paalulta ei ole otettu näytteitä, käytetty pl 19 500 parametreja (viereinen pehmeikkö)
- painunut huomattavasti (0.4 m) vähemmän kuin oletettu
- runsaasti humusta (1...5 %) sisältäviä kerroksia
- liejuisen kerroksen painuttua painuma pysähtynyt lähes täysin

8. Keimola-Karhunkorpi Vt3 pl 19 500 kl

- nauhatyyppinä Colbond Drain CX 1000
- asennettu 12 m syvyyteen
- mitoitettu tangenttimodulimenetelmällä
- ödometrikokeina CRS-koe 0.003...0.006 mm/min
- ylikonsolidoituneita kerroksia
- liian harva näytteenottoväli (3 näytettä/12 m)
- humuspitoisuudet 1...3 %
- painunut toistaiseksi 0.15 m vähemmän kuin oletettu eli pehmeän kerroksen kokoonpuristuttua painuma hidastunut

9. Keimola-Karhunkorpi Vt3 pl 21 980 kl

- käytetty Colbond Drain CX 1000 nauhaa
- asennettu 15 m syvyyteen
- mitoitettu tangenttimodulimenetelmällä
- ödometrikokeet portaittaisina STD-kokeina
- kohde sortunut syksyllä 1989 väärin sijoitetun las-kuojan vuoksi
- ylikonsolidoituneita kerroksia
- liian harva näytteenotto (4 näytettä/15 m)
- luultavasti alin näyte häiriintynyt
- c_v :n laskenta-arvon määrittämisessä lienee painotettu liikaa alimmaisista kerroksista

10. Arola- Mäntsälä E Vt4 pl 47 240

- käytetty Mebradrain nauhaa
- asennettu 7 m syvyydelle
- luultavasti mitoitettu vesipitoisuusmenetelmällä
- suhteellisen matala pehmeikkö (6 m), painumat 0.7m/2a
- luultavasti painunut vähemmän kuin arvioitu (tanko-painumamittarit kaadettu louheen ajossa)
- mitoitettu vähillä tiedoilla
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

11. Turku-Naantali Mt 189 pl 3300

- käytetty Mebradrain nauhaa
- asennettu 12 m syvyydelle
- mitotettu Pystis-ohjelmalla /4/
- ödometrikokeet portaittaisina STD-kokeina
- lopulliset painumat suunnitelluissa rajoissa
- rakennettu pitäen pengeri vakiokorkeudessa
- liian harva näytteenottoväli (4 näytettä/15 m)
- kerrokset normaalikonsolidoituneita
- kokeet onnistuneet hyvin
- liejuisten kerrosten painuma tapahtunut luultavasti hitaammin kuin oletettu, mutta suuruusluokka täsmää
- painumakäyrän muoto sama kuin oletettu,
- alkupainuma tapahtunut myöhemmin kuin arvioitu (ylipenkereen rakentaminen viivästynyt tai ojat osaksi tukkeutuneet asennuksessa)
- alkupainuma huomioitu mitoituksessa

12. Turku-Naantali Mt 189 E2R1 pl 260/-1.5

- käytetty Mebradrain pystyajanauhaa
- asennettu 9 m syvyyteen
- mitoitettu Pystis-ohjelmalla /4/
- ödometrikokeet portaittaisina STD-kokeina
- harva näytteenotto (3 näytettä/ 10 m)
- kerrokset normaalikonsolidoituneita
- lopullinen painuma arvioitu oikein
- luultavasti liejuiset kerrokset painuneet hitaammin kuin oletettu

- rakennettu pitäen penger vakiokorkeudessa
- alkupainuma huomioitu mitoituksessa

13. Turku-Naantali Mt 189 pl 5040

- käytetty Mebradrain-nauhaa
- asennettu luultavasti 9 m syvyyteen
- mitoitettu Pystis-ohjelmalla /4/
- ödometrikokeet portaittaisina STD-kokeina
- painunut ≈ 0.6 m vähemmän kuin oletettu
- ödometrikokeita tehty riittävästi, syvemmältä tehdyt luultavasti häiriintyneitä
- ylipenkereen lisäkorotus ei sanottavasti ole vaikuttanut painumisnopeuteen

14. Turku-Naantali Mt 189 pl 6300

- käytetty Mebradrain nauhaa
- asennettu luultavasti 7 m syvyyteen
- mitoitettu Pystis-ohjelmalla /4/
- ödometrikokeet tehty portaittaisina STD-kokeina
- painunut ≈ 0.2 m vähemmän kuin suunniteltu
- kokeita tehty sopivasti (4 näytettä/10m)
- suhteellisen matala pystyajakohde, painumat 0.6 m/2a
- syvimmältä otetut näytteet luultavasti häiriintyneitä
- painuminen alkanut arvioitua hitaammin

15. Kuninkojan risteys Kt 40 pl 2980/40

- nauhatyypistä ei tietoa
- pystyajanauha asennettu n. 10 m syvyydelle
- kokeet tehty portaittaisina STD-kokeina
- mitoitus tangenttimodulimenetelmällä
- painunut toistaiseksi ≈ 0.2 m vähemmän kuin arvioitu
- kokeita tehty riittävästi
- kokeet onnistuneet hyvin
- ylimmat kerrokset ylikonsolidoituneita
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

16. Rajaniemi-Lakalaiva Kt 45 pl 8620

- ojatyyppistä ei tietoa
- pystyajanauhat asennettu 8 m syvyydelle
- mitoitettu tangenttimodulimenetelmällä ja diagrammilla
- ödometrikokeet tehty portaittaisina STD-kokeina
- painumat toteutuneet suunnitelluissa rajoissa
- ylikonsolidoituneita kerroksia
- kokeita runsaasti (6 koetta/10 m)
- laskelmissa käytetty paksuuksilla painotettujen c_h -arvojen keskiarvoa
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

17. Upr-Rihimäki vt3 pl 54 866

- käytetty Mebradrain ja Colbond Drain CX 1000 nauhoja
- asennettu 10 m syvyyteen
- mitoitettu tangenttimodulimenetelmällä
- ödometrikokeet portaittaisina STD-kokeina
- painunut 0.30 m vähemmän kuin laskettu
- ylikonsolidoituneita kerroksia
- näytteitä otettu riittävästi (6/12m), osa häiriintynyt
- määritetty sekä c_v - että c_h -arvot
- alkupainumaa ei huomioitu mitoituksessa

18. Renkomäen eritaso E10R2 pl 40

- pystyjoitus 16 m syvyyteen, nauhatyyppistä ei tietoa
- mitoitus kokoonpuristuvuusindeksimenetelmällä
- kokeet tehty portaittaisina STD-kokeina
- painumat arvioiduissa rajoissa, painuminen epätasaista, mutta painumakäyrä seuraa arviokäyrää
- suuri ylipengerkuorma ≈ 120 kN
- harva näytteenotto (3 näytettä/15 m)
- ylikonsolidoituneita kerroksia

19. Upr-Lahti vt4 pl 93 320/-30

- käytetty Geodrain pystyajanauhaa
- asennettu 12 m syvyyteen
- mitoitus tangenttimodulimenetelmällä
- kokeet tehty portaittaisina STD-kokeina
- painumat ilmeisesti suunnitelmien mukaan

- liian harva näytteenotto (4 näytettä/18 m)
- osa näytteistä häiriintynyt
- pinnassa humuspitoinen kerros (Hu 1...4%)
- huomattavan suuri ylipengerkuorma (160 kN)

20. Vaasan yhdystie pl 3300

- käytetty Geodrain pystyojaa
- asennettu 4...7 m syvyyteen
- mitoitus tangenttimodulimenetelmällä
- ödometrikokeet portaittaisina STD-kokeina
- kokonaispainuma suunnitelluissa rajoissa
- tehty ainoastaan 1 ödometrikoe/8 m
- humuspitoisuus suuri (5%) alimmissa kerroksissa (≈ 7 m)

21. Munakan silta Kt 68 pl. 1740

- käytetty Mebradrain ja Colbond Drain CX 1000 nauhaa
- asennettu 6 m syvyyteen
- painumat laskettu vesipitoisuusmenetelmällä
- ödometrikokeet tehty 10 % ASTD-kokeina
- painunut 0.15 m vähemmän kuin suunniteltu, tosin painopenger vielä vajaakorkeudessa
- liian vähän kokeita (2 näytettä/8 metriä)
- ödometrikokeiden mukaan alikonsolidoituneita kerroksia
- 3 m:n kohdalla pinnasta 0.5 m:n turvekerros ei luultavasti vielä painunut loppuun
- matala kohde, syvyys ≈ 7 m ja painumat 0.5 m/1a

22. Vt 8 Koivulahden kohdalla pl. 380 kl

- käytetty MD 7407 ojaa
- asennettuna 5 m syvyyteen
- mitoitettu tangenttimodulimenetelmällä ja diagrammilla
- ödometrikokeet tehty 10 % ASTD-kokeina
- ödometrikokeiden mukaan lievästi ylikonsolidoituneita kerroksia
- runsaasti humusta (4...7 %) sisältäviä kerroksia
- painumat hieman suuremmat (≈ 50 mm) kuin arvioitu, luultavasti runsaasti humusta sisältävät kerrokset painuneet nopeammin

- suhteellisen matala kohde, syv. 8 m ja painumat 0.6m/1a
- tehty sekä pysty- että vaakasuuntaiset ödometrikokeet
- c_h -arvot $\approx 2 \dots 10$ kertaa suurempia kuin c_v -arvot

Selvästi liian vähän painuneita kohteita oli kaiken kaikkiaan 8 kappaletta, joista kohteet 8 ja 17 rajatapauksia. Nämä kohteet ovat tähän mennessä painuneet vain hieman vähemmän kuin suunniteltu, mutta mikäli nykyinen trendi jatkuu, jäävät painumat huomattavasti oletettua pienemmiksi. Kohteessa 22 painopenger on toistaiseksi ollut metrin liian matala pengermateriaalin puutteesta johtuen, joten painumien pienuus ei tullut yllätyksenä. Liian vähän painuneet kohteet taulukossa 5.2

Taulukko 5.2. Arvioitua vähemmän painuneet kohteet

Numero	Kohde	Paalu
3.	Muurala-Bemböle Kehä III E2R4 pl 340	
7.	Keimola-Karhunkorpi Vt3	pl 19320
8.	Keimola-Karhunkorpi Vt3	pl 19500
10.	Arola-Mäntsälä E Vt4	pl 47420
13.	Turku-Naantali Mt 189	pl 5040
14.	Turku-Naantali Mt 189	pl 6300
15.	Kuninkojan risteys Kt 40	pl 2980
17.	Upr-Riihimäki Vt3 pl	pl 54 866

5.4 Arvioitua vähemmän painuneiden kohteiden tarkastelua

Liian vähän painuneita kohteita analysoitiin mitoittamalla kohteet uudelleen esimerkkipisteen tiedoilla. Tällöin otettiin huomioon ainoastaan ko. pisteen kohdalla tehtyt kokeet ja kairaukset eli muun materiaalin mahdollisesti antamia lisätietoja ei ole käytetty.

Lisäksi puutteellisten lähtötietojen vuoksi asetettiin seuraavat reunaehdot:

- Laskelmat suoritettiin käyttäen Kjellmanin menetelmää, koska sitä oli yleisimmin käytetty kohteiden mitoituksessa.
- Ojahalkaisijana käytettiin kaavalla 55 laskettua ojahalkaisijaa, jonka arvoksi saatiin 65 mm.

- Lopullisen penkereen oletettiin saavuttavan 90 % konsolidatioasteen. Ylipenkereen tavoitekonsolidatioasteesta ei ollut tietoa, vaan se pyrittiin arvioimaan laskennan aikana.
- Ojaväleinä käytettiin suunnitelmissa esitettyjä arvoja ja ojat on oletettu sijoitetun neliömäiseen verkkoon.

Reunaehdot varmasti osaltaan selittävät osan suunnitelmista poikkeavista arvoista, mutta näin tehtiin aineiston rajauksen vuoksi. Kjellmanin kaavaa käytettiin Lotus 1-2-3 taulukkolaskentasovellutuksena, jolloin aika-painuma-käyrässä huomioitiin neljä eri kerrosta (esimerkki liitteenä 24). Tarvittavat painumalaskelmat tehtiin tiehallituksen Geoatk-ohjelmistolla (esimerkki liitteenä 25). Mikäli painumaparametreja ei ollut tiedossa, suoritettiin jälkilaskenta vesipitoisuusmenetelmää käyttäen. Menetelmä on epätarkka eikä ota huomioon maakerroksen ylikonsolidaatiota, mutta joissakin kohteissa se oli ainoa vaihtoehto.

3. Muurala-Bemböle Kehä III E2R4 pl 340

Kohteen painumalaskelmat suoritettiin puuttuvien ödometrikoetulosten vuoksi vesipitoisuusmenetelmää käyttäen. Laskenta suoritettiin viitenä geoteknisenä kerroksena ja tällöin kokonaispainumaksi saatiin ≈ 0.55 m. Sijoitettuna Kjellmanin kaavaan saadut painuma-arviot, määritetyt c_v -arvot (olettaen esilaskelmien perusteella $c_h = c_v$) ja käytetty ojaväli k/k 1.3 m, laskettiin konsolidatioasteeksi 690 vrk:n kuluttua ≈ 75 %. Tällöin painumaksi tuli ≈ 0.4 m, mikä vastaa alkuperäistä arvioitua kokonaispainumaa.

Toteutunutta painumakäyrrää arvioitaessa oletettiin nykyisen suuntauksen jatkuvan ilman penkereen lisäkorotuksia, jolloin 690 vrk:n kokonaispainumaksi saataisiin ≈ 0.25 m. Tällöin arviokäyrä laskettuna c_v -arvolla $0.3 \text{ m}^2/\text{a}$ ja ojavälillä k/k 1.3 m päättyisi samaan tulokseen 690 vrk:n aikana. Konsolidatioasteeksi saataisiin 60 %. 240 vrk:n konsolidatioaste olisi tällöin vain ≈ 25 %.

Olettaen painumalaskelmat oikein suoritetuiksi, näistä tuloksista voidaan päätellä laskennassa käytetyn liian suurta konsolidaatiokertoimen arvoa. Mikäli alkuperäisissä laskelmissa olisi käytetty c_v -arvoa $0.3 \text{ m}^2/\text{a}$ $0.44 \text{ m}^2/\text{a}$:n sijasta, olisivat toteutuneet painumat olleet ennustettavissa. Tällöin 690 vrk:n konsolidaatioaste olisi pienentynyt 75 %:sta 55 %:iin.

7. Keimola-Karhunkorpi Vt3 pl 19 320/-20

Tämän kohteen suunnittelussa on käytetty viereisen pehmeikon eli pl 19500 parametreja. Mikäli painumalaskelmat suoritettaisiin pl 19500 mukaan, saataisiin kokonaispainumaksi viidellä geoteknisellä kerroksella laskettuna $\approx 1.2 \text{ m}$ (olettaen pvp 1 m maanpinnasta). Edelleen Kjellmanin menetelmällä laskettuna c_h -arvolla $0.3 \text{ m}^2/\text{a}$ aika-painumakäyrä vastaa ennustettua käyrää.

Mikäli pl 19500 parametreja olisi käytetty painumalaskelmien suorittamiseen, olisi se johtanut liian suuriin painumarvioihin. Etenkin kun kokeiden mukaan pl 19500 maaperä on ylikonsolidoitunutta savea. Sen sijaan pl 19320 vesipitoisuuksilla laskettuna kokonaispainumat seuraavat arvioitua käyrää. Luultavaa onkin, että tässä on käytetty ainoastaan viereisen pehmeikän c_h -arvoja eikä niiden käyttö tässä tapauksessa ole vaikuttanut painumarvioiden virheellisyyteen. (Arvolla $0.3 \text{ m}^2/\text{a}$ päästään lähes samaan toteutuneen käyrän kanassa.)

8. Keimola-Karhunkorpi Vt3 pl 19500 kl

Pisteestä suoritettiin painumalaskelmat sekä normaalikonsolidoituneen että ylikonsolidoituneen tilan parametreja käyttäen. Laskettaessa painumia kuutena kerroksena saadaan ylikonsolidoituneessa tilassa painumaksi $\approx 0.6 \text{ m}$ ja olettaen maaperä normaalikonsolidoituneeksi $\approx 1.4 \text{ m}$. Oikea arvo on luultavasti jostain tältä väliltä (toteutuneiden painumien mukaan) eli lopulliset painumat ovat $\approx 1 \text{ m}$.

Käytetyt c_h -arvot ovat varmasti oikeansuuntaiset, koska c_h -arvolla $0.8 \text{ m}^2/\text{a}$ ja ojavälillä k/k 1.3 m painumakäyrän muoto on oikein. Arvioituna 1 m:n lopullisten painumien mukaan 180 vrk:n konsolidaatioaste olisi $\approx 50 \%$ ja 90% saavutettaisiin $n. 600 \text{ vrk:ssa}$.

Kohteen liian pienet painumat johtuvat luultavasti ylikonsolidoituneen maaperän aiheuttamasta virheestä painumalaskelmissa. Kohteen c_h -arvot ovat ilmeisesti määritetty hyvin, koska niitä käyttäen saadaan aika-painumakäyrän muoto oikeaksi.

10. Arola-Mäntsälä E Vt4 pl 47420

Tässä tapauksessa pisteen arviointi on todella hankalaa vaillinaisten tietojen vuoksi. Ilmeisesti kuitenkin vesipitoisuusmenetelmällä kokonaispainumat on arvioitu liian suuriksi, mikäli ylikuormitus on $40...60 \text{ kN/m}^2$ luokkaa.

13. Turku-Naantali Mt 189 pl 5040

Laskettuna pisteen painumaparametreilla ja viitenä geoteknisenä kerroksena, saatiin kokonaispainumaksi $\approx 1 \text{ m}$. Sijoitettuna Kjellmanin kaavaan ja laskemalla keskimääräisellä c_h -arvolla $0.36 \text{ m}^2/\text{a}$ saadaan $0.1...0.2 \text{ m}$ toteutuneita painumia suurempia tuloksia. Tällöin konsolidaatioasteeksi saatiin $\approx 75 \%$.

Ilmeisesti tässä tapauksessa virheelliseen painuma-arvioon on syynä lopullisen kokonaispainuman arviointi suuremmaksi kuin todellisuudessa. Tähän on puolestaan vaikuttanut syvemältä tehtyjen näytteiden häiriintyminen, joka on johtanut konsolidaatiojännityksen virheelliseen arviointiin. Mikäli arvio olisi osunut oikeaan, olisi Pystis-ohjelma /4/ luultavasti pystynyt ennustamaan käyrän muodon paremmin, ts. toteutunut aika-painumakäyrä on tässä tapauksessa suoraviihaisempi kuin mitä Kjellmanin kaavalla laskettu. Laskennan perusteella c_h -arvot ovat tässä tapauksessa samaa suurusluokkaa kuin c_v -arvot.

14. Turku-Naantali Mt 189 pl6300

Pisteestä saatuja koetuloksia vertaamalla voidaan olettaa alimpien näytteiden olevan häiriintyneitä. Tästä syystä käytettiin laskennassa ylimmille kerroksille pisteen painumaparametreja ja syvemmällä oleville kerroksille vesipitoisuusmenetelmää. Tällöin saatiin neljällä geoteknisellä kerroksella ja pysyvällä 40 kN/m^2 pengerkuormalla laskettuna kokonaispainumaksi $\approx 0.7 \text{ m}$.

Kjellmanin menetelmällä laskettu käyrä saavuttaa toteutuneen painuman käytettäessä mitoituksessa konsolidaatiokertoimelle arvoa $0.4 \text{ m}^2/\text{a}$. Tästä voidaan arvioida c_h -kertoimen olevan noin kaksi kertaa suurempi kuin määräävä c_v . Arvolla $0.4 \text{ m}^2/\text{a}$ ja ojavälillä k/k 1.2 m konsolidaatio-aste jäisi kuitenkin alle 80 %:iin 690 vrk:ssa.

Pystis-ohjelmalla laskettu käyrä arvioi painumat suuremmaksi kuin todellisuudessa, mutta alkuosan käyrän muoto vastaa hyvin toteutunutta aika-painumakäyrää. Liian suuri arvio saattaa johtua häiriintyneiden alimpien näytteiden antamasta vääristä painumaparametreista.

Toisaalta myös painumien kehittyminen alkuvaiheessa on ollut hitaampaa kuin oletettu eli mikäli alkupainuma olisi ennustettu oikein, Pystis-ohjelmalla /4/ lasketut ja toteutuneet painumat olisivat vastanneet toisiaan. Hitaaseen alkupainumaan syynä saattaa olla esimerkiksi ojien osittainen tukkeutuminen asennusvaiheessa tai painopenkereen rakentamisessa tapahtunut viive.

15. Kuninkojan risteys Kt 40 pl 2980/40

Laskettuna pisteen painumaparametreilla ja seitsemällä geoteknisellä kerroksella, saatiin kokonaispainumaksi $\approx 0.85 \text{ m}$. Tällöin alimmat kerrokset oletettiin selvästi alikonsolidoituneiksi. Mikäli alikonsolidoituneet kerrokset oletetaan normaalikonsolidoituneiksi saadaan painumaksi vain $\approx 0.6 \text{ m}$.

Arvioidun painumakäyrän laskennassa on ilmeisesti päädytty n. 1 metrin kokonaispainumiin. Kun lisäksi on oletettu c_h -arvojen olevan kaksi kertaa c_v -arvoja suurempia, saadaan Kjellmanin kaavalla melko tarkoin arvioitua käyrää vastaava tulos.

Toteutunutta käyrää arvioitaessa oletettiin kuormituksen pysyvän vakiona ja painumien jatkuvan samalla nopeudella. Laskettuna 0.85 m kokonaispainumalla ja olettaen $c_v = c_h = 1 \text{ m}^2/\text{a}$ saadaan samansuuntaisia tuloksia. Vuodessa saavutettaisiin 70 %:in konsolidaatioaste ja painuma olisi tällöin $\approx 0.35 \text{ m}$.

Kohteen arvioitua pienemmät painumat johtuvat ilmeisesti osittain liian suuresta kokonaispainuma-arviosta ja väärin arvioidusta c_v -kertoimen arvosta. Lisäksi maaperässä on luultavasti kerroksia, joiden c_h -arvo on huomattavasti pienempi verrattuna ympäröivään maamassaan.

17. Upr-Riihimähi Vt3 pl 54 866

Laskettuna pisteen painumaparametreilla ja olettaen ylimmät kerrokset normaalikonsolidoituneiksi saatiin kokonaispainumaksi $\approx 0.8 \text{ m}$ kuten arviokäyrälläkin. Tällöin eniten painuisivat normaalikonsolidoituneet yläkerrokset, joiden osuus kokonaispainumasta on $\approx 70 \%$.

Arvioitu aika-painumakäyrä on luultavasti laskettu c_h -arvolla $1.5 \text{ m}^2/\text{a}$, jolloin 90 % konsolidaatioaste saavutetaan $\approx 500 \text{ vrk}$:ssa. Toteutuneen käyrän muoto kuitenkin viittaa jossakin kerroksessa arvioitua huomattavasti pienempään konsolidaatioikertoiimeen.

Luultavasti konsolidaatiokerroin on arvioitu todellista suuremmaksi ylimmissä kerroksissa, joten vähän painuvat ja suuren c_h -arvon omaavat kerrokset olisivat jo saavuttaneet lopullisen painumansa. Ylimpien kerrosten painuma vielä jatkuu ja tapahtuu hitaasti. Toinen mahdollisuus hitaaseen painumaan saattaa olla ojien tai salaojakerroksen tukkeutuminen eli huokosveden purkautuminen on estynyt.

5.5 Havainnot ja johtopäätökset

Yleisistä havainnoista voidaan päätellä runsaasti humusta sisältävien kohteiden painuman arviointi liian nopeaksi, lopullinen painuma-arvio on yleensä oikein.

Ojatyypillä ei tässä yhteydessä näytä olevan osuutta painuma-arvioiden virheellisyyteen. Tosin Mebra-Drain oli yleisin liian vähän painuneissa kohteissa, mutta se on muutenkin yleisimmin käytetty pystyojatyypipi.

Näytteiden otossa oli suuria eroja eri kohteiden välillä. Parhaimmillaan kohteesta oli otettu näytteitä alle metrin välein ja toisaalta taas oli tyydytty ainoastaan yhteen näytteeseen tai jopa käytetty viereisen pehmeikön parametreja. Keskimäärin näytteitä oli otettu liian vähän. Lisäksi monessa kohteessa oli laboratoriossa määritetty pelkät c_v -arvot ja arvioitu c_h -arvot näiden perusteella.

Liian vähän painuneiden kohteiden tarkastelussa edellä mainitut yleiset huomiot korostuivat. Suurimmat syyt painuma-arvioiden epäonnistumiseen näyttivät olevan virheellisten konsolidaatiokertoimien käyttö mitoituksessa ja lopullisen kokonaispainuman arviointi liian suureksi. Koska painuma-aikaa arvioitaessa konsolidaatiokerroin on suhteellisen herkkä pieniinkin muutoksiin, voivat jopa kymmenesosien virhearviot c_h -kertoimissa aiheuttaa painumisen hidastumista huomattavasti.

Kokonaispainumien arvioinnin epäonnistuminen johtuu samasta seikasta eli toisaalta riittämättömästä koemäärästä ja toisaalta näytteiden laadusta (häiriintyneet näytteet). Kohteen laskentapoikkileikkauksista tulisi ottaa näytteitä ainakin 1 häiriintymätön näyte/geotekninen kerros määrittäen näistä myös c_h -arvot vaakasuuntaisilla kokeilla. Mikäli kerrosrajoista ei ole tietoa, tulisi ödometrikokeet tehdä ainakin joka toiselta metriltä.

Lisäksi muutamassa pisteessä ovat ojat tai salaojituseros saattaneet tukkeutua rakennusvaiheessa eikä painuminen ole toteutunut suunnitelmien mukaan.

Yleisesti havainnoista voi päätellä nykyisillä laskentamenetelmilläkin päästävän lähes oikeisiin lopputuloksiin. Tämä kuitenkin edellyttää tarkkuutta prosessin kaikissa vaiheissa aina näytteenotosta ojien asennukseen asti.

6 YHTEENVETO

Tämän työn tarkoituksena on ollut koota tietoa tie- ja vesirakennuslaitoksen koheesiomaille rakennuttamista liuskapystyajakentistä ja niiden perustamisolosuhteista. Lisäksi on arvioitu kenttien toimintaa vertaamalla suunnittelijan laskemia ja käytännössä toteutuneita arvoja painumien nopeudesta sekä syitä ilmenneisiin poikkeamiin.

Kenttien toimivuutta on yleensä seurattu rakentamisen jälkeen tapahtuvilla painumamittauksilla. Tähän saakka on seuranta kuitenkin keskittynyt yksittäisiin kohteisiin eikä niitä läheskään aina ole verrattu muihin jo rakennettuihin kenttiin.

Havainnointikohteiden keräys aloitettiin syksyllä -89, jolloin silloisen TVL:n, nykyisen TIEL:n piirien geoinsinööreiltä tiedusteltiin ko. piirin alueella rakennetuista liuskapystyajakohdeista. Kysely suoritettiin kirjallisesti ja sen perusteella kohteita havaittiin olevan 32 kappaletta ja näistä ryhdyttiin keräämään tarvittavia maaperä-, suunnittelu- ja painumatietoja.

Vaikeutena aineiston kokoamisessa olivat tietojen hajanaisuus ja vaillinaisuus. Saman kohteen aineisto oli arkistoituna useampaan eri paikkaan ja osa materiaalista oli hävinnyt muuttojen tai arkistonsiirtojen yhteydessä. Tästä syystä oli keräyksen yhteydessä osa kohteista jätettävä tutkimuksen ulkopuolelle. Lopputuloksena saatiin tätä tutkimusta varten suunnitelluille yhteenvetolomakkeille 22 kohdetta, joiden tiedoista johtopäätösten teko oli mahdollista.

Kohteet arvioitiin aluksi yleispiirteisesti, jonka jälkeen arvioitua vähemmän painuneista kohteista suoritettiin tarkempaa laskentaa.

Kaikkia kohteita yleisesti tarkasteltaessa huomattiin, että runsaasti humusta sisältävissä kohteissa oli painuman kehitys arvioitu liian nopeaksi, lopullinen painuma-arvio oli yleensä oikein.

Keskimäärin näytteitä oli otettu liian vähän tai jopa käytetty viereisen pehmeikön parametreja. Lisäksi monessa kohteessa oli tyydytty laboratoriossa pelkkiin c_v -arvojen määrittelyyn ja arvioitu c_h -näiden perusteella.

Liian vähän painuneiden kohteiden tarkastelussa edellä mainitut yleiset huomiot korostuivat. Suurimmat syyt painuma-arvioiden epäonnistumiseen näyttivät olevan virheellisten konsolidaatiokertoimien käyttö mitoituksessa ja lopullisen kokonaispainuman arviointi liian suureksi. Koska painuma-aikaa arvioitaessa konsolidaatiokerroin on suhteellisen herkkä pieniinkin muutoksiin, voivat jopa kymmenesosien virhearviot c_h -kertoimissa aiheuttaa painumisen hidastumista huomattavasti.

Kokonaispainumien arvioinnin epäonnistuminen johtuu samasta seikasta eli toisaalta riittämättömästä koemäärästä ja toisaalta näytteiden laadusta (häiriintyneet näytteet). Kohteen laskentapoikkileikkauksista tulisi ottaa näytteitä ainakin 1 häiriintymätön näyte/geotekninen kerros määrittäen näistä myös c_h -arvot vaakasuuntaisilla kokeilla. Mikäli kerrosrajoista ei ole tietoa, tulisi ödometrikokeet tehdä ainakin joka toiselta metriltä.

Yleisesti havainnoista voi päätellä nykyisillä laskentamenetelmilläkin päästävän lähes oikeisiin lopputuloksiin. Tämä kuitenkin edellyttää tarkkuutta prosessin kaikissa vaiheissa aina näytteenotosta ojien asennukseen asti.

KIRJALLISUUSLUETTELO

- /1/ Barron, R.A., Consolidation of fine-grained soils by drain wells, Transaction ASCE Vol 113, New York 1948
- /2/ Feda, J., Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement Calculation, Developements in geotechnical engineering, vol. 18, Elsevier. Amsterdam 1978
- /3/ Holtz, R.D., Preloading with vertical strip drains In: R.M Koerner, Soft Soil Stabilization Using Geosynthetics, Elsevier Applied Science, New York 1989
- /4/ Insinööritoimisto Y-Suunnittelu, Naantalin-Turun maantien Mt 189 rakentaminen 1985-89, Pystyjoitus loppuraportti, Helsinki 1989
- /5/ Jamoiolkowski, M., Lancellotta, R., Wolski, W., Precompression and Speeding up Consolidation, General Report, Proceedings 8th ECSMFE vol 3, Helsinki 1983
- /6/ Janbu, N., Grunnlag i Geoteknikk, Tapir förlag, Trondheim 1970
- /7/ Jumikis, A.R., Theoretical Soil Mechanics, Van Nostrand Reinhold Company, New York 1969
- /8/ Korhonen, K-H., Heikosti kantavan maapohjan konsolidoituminen, VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka julkaisu 19, Espoo 1977
- /9/ Lee, I., White, W., Ingles, O., Geotechnical Engineering, Pitman Publishing, Massachusetts 1983

- /10/ Poulos, H.G., Davis, E.M., Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley & Sons, New York 1974
- /11/ Rantamäki, M., Jääskeläinen, R., Tammirinne, M., Geotekniikka, Otakustantamo 464, Espoo 1982
- /12/ RIL 95, Pohjarakennus, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, Helsinki 1975
- /13/ RIL 157-I, Geomekaniikka I, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, Helsinki 1985
- /14/ RIL 157-II, Geomekaniikka II, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, Helsinki 1990
- /15/ RIL 166, Pohjarakenteet, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, Helsinki 1986
- /16/ Tammirinne, M., Rakennusten perustaminen maan varaan, VTT Geotekniikan laboratorio tiedonanto 21, Otaniemi 1975
- /17/ Tie- ja vesirakennushallitus, Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osa IV geoteknillinen suunnittelu ja perustamismenetelmät, Valtion painatuskeskus, Helsinki 1970
- /18/ Vägverket, Sektion för geoteknik, Handbok Vertikaldränering, Vägverket VBg, Borlänge 1989

LIITTEET

Liitteet 1 - 22; Maaperä- ja painumatiedot pisteistä 1-22

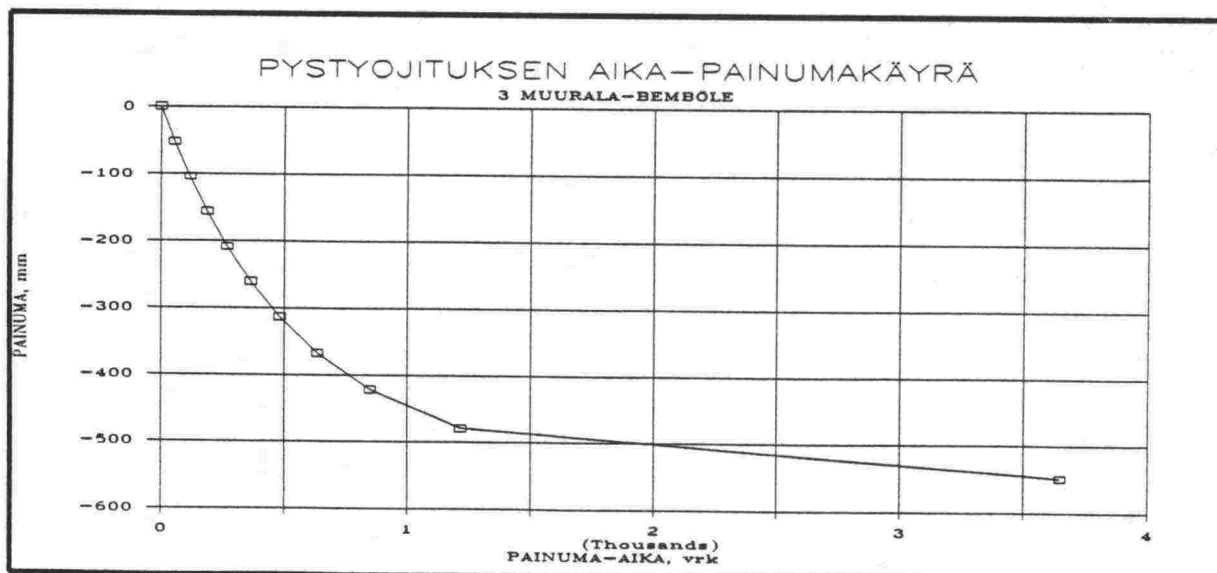
Liite 1.	Uusimaa/1986	Vt3 Vantaankoski-Keimola	16020/25
Liite 2.	Uusimaa/1987	Muurala-Bemböle KIII E2R4	340
Liite 3.	Uusimaa/1987	Muurala-Bemböle KIII E2R2	670
Liite 4.	Uusimaa/1987	Muurala-Bemböle KIII Mt118	1295
Liite 5.	Uusimaa/1989	Kt51 Kirkkonummen risteys	1340/-30
Liite 6.	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	18740/10
Liite 7.	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	19320/-20
Liite 8.	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	19500
Liite 9.	Uusimaa/1989	Vt3 Keimola-Karhunkorpi	21980
Liite 10.	Uusimaa/1984	Vt4 Arola-Mäntsälä E	47240/14
Liite 11.	Turku/1985-89	Turku-Naantali Metsäaro	3300
Liite 12.	Turku/1985-89	Turku-Naantali Telakka	260
Liite 13.	Turku/1985-89	Turku-Naantali Emäntäkoulu	5040
Liite 14.	Turku/1985-89	Turku-Naantali Satulavaha	6300
Liite 15.	Turku/1988	Kt40 Kuninkojan risteys	2980/40
Liite 16.	Häme/1982	Kt45 Rajaniemi-Lakalaiva	8620
Liite 17.	Häme/1986	Vt3 Upr-Riihimäki	54866
Liite 18.	Häme/1983	Vt4 Renkomäen eritaso	S10R2 40
Liite 19.	Häme/1982	Vt4 Upr-Lahti Renkomäki	93320/-10
Liite 20.	Vaasa/1982	Vaasan yhdystie	3380
Liite 21.	Vaasa/1989	Kt68 Munakan silta	1740
Liite 22.	Vaasa/1989	Vt8 Koivulahden kohdalla	380
Liite 23.	Pystyojamateriaalin yhteenveto		
Liite 24.	Esimerkki Lotus 1-2-3 pystyoyjitus-sovellutuksesta		
Liite 25.	Esimerkki TIEH:n Geo-atk painumalaskentaohjelmasta		
Liite 26.	Vt 8 Länsitie, Turku pystyojakohteiden yhteenveto		

Nro	Piiri v.	Kohde	Paino-kaira	Huok. luku	Til. paino	Vesi-pit.	Leikk. luj.	Sensit.	Humus-pit.	Savi-pit.	Pysty-jänn.	Mod. luku m1	Jänn. eksp. 6	Konskei m2/a	Kons. tila	Maa-laji	Ojatyyppi ja väli	Suunn./hav. pain	Muuta
1	U 86	Vantaankoski-Keimola pl 16 020	20 m	2.5-3.5	13-14	100-130	18-30s 8-18 k	- 0-23	1-4.5	50-95	-	5-15	0- -0.7	ch 0.2-0.3	Norm	ljSa liSa	Colbond k/k 1.2 m	Suunn. 1.25 Hav. 1.5	Kohde valmis
2	U 87	Muurala-Bemböle K III E2R4 pl 340	13 m	1-2	15-18	50-60	10-30s 0-5k	0-100 -	-	-	0-45	-	-	ch 0.5-0.7	-	-	MD 7407 k/k 1.3 m	Suunn. 0.2 Hav. 0.15	Painuminen jatkuu
3	U 87	Muurala-Bemböle KIII E2R2 pl630,670	-	1.5-2.5	16	50-90	-	-	-	-	0-40	-	-	cv 0.44	-	-	MD 7407 k/k 1.3 m	Suunn. 0.25 Hav. 0.15	Painuminen jatkuu
4	U 87	Muurala-Bemböle KIII Mt118 pl 1295	-	1-2.5	15-18	40-90	- 5-18k	-	0-1	25-80	0-75	6-29	-0.3- 0.3	ch 0.17	Norm	liSa laSa	MD 7407 k/k 1.3 m	Suunn. 0.25	Painumahavaintoja ei ole tiedossa
5	U 89	Kt 51/pl1340/-30 Kirkkonummen rist.	24m	2-4	14-17	50-132	18-80s 8-20k	- 0-6	0-8	25-95	50	6-15	-0.3- 0.4	ch 0.8	Norm	ljSa Sa	MD 7407 k/k 0.9 m	Suunn. 0.45 Hav. 0.4	Painuminen jatkuu
6	U 89	Vt3/Keim-Kar-kor pl 18740+10	18m	1-4	4-18	50-105	20-50s 18-20k	- 10-17	0-1	25-90	-	0-9.9	-1.1- -3	cv 0.2-11	Norm	liSa saSi	Colbond k/k 1.4 m	Suunn. 0.3 Hav. 0.35	Painuminen jatkuu
7	U 89	Vt3/Kei-Kar-kor pl 19320-20	14m	1-2.5	-	40-80	20-80k -	5-40 -	0-5	25-80	-	-	-	-	-	ljSa liSa	Colbond k/k 1.3 m	Suunn. 0.5 Hav. 0.10	Painuminen jatkuu Käyt. pl 19500 param.
8	U 89	Vt3/Kei-Kar-kor pl 19500 kl	12 m	1-2.5	14-19	38-100	18-35s -	2-40 -	0-2.5	40-80	0-75	5-10	-0.8- 0.2	ch 0.80	Yli	laSa liSa	Colbond k/k 1.3 m	Suunn. 0.6 Hav. 0.5	Painuminen jatkuu
9	U 89	Vt3/Kei-Kar-kor pl 21980 kl	18m	1-3	14-18	45-120	10-30s 0-9k	- 8-25	0-1.5	25-85	-	9-13	-0.2- 0.1	cv 0.95	Yli	liSa	Colbond k/k 1.2m	Suunn. 1.5	Kohde sortui syksyllä 1989
10	U 84	Arola-MäntsäläE pl 472 40	9m	1.9	-	60	10-25s 12-18k	10-18 -	-	65-70	-	-	-	-	-	Sa	MD 7407 k/k 0.8	Suunn. 0.7 Hav. 0.5	Kohde valmis
11	T 86	Mt189/T:ku-N:tali M:aro pl 3300 kl	25m	1.5-3	12-18	70-160	10-30s 10-25k	0-18 -	2-3	55-95	0-99	6-10	-0.5- -0.1	ch 0.5	Norm	-	MD 7407 k/k 1.0 m	Suunn. 1.5 Hav. 1.4	Kohde valmis
12	T 86	Mt189/T:ku-N:tali Telakka pl 260	29m	2-5	13-16	80-160	7-24s 8-22k	7-15	2-8	48-90	0-100	6-7	-0.5- -0.2	cv 0.6	Norm	-	MD 7407 k/k 0.9	Suunn. 1.4 Hav. 1.4	Kohde valmis
13	T 86	Mt189/T:ku-N:tali Emäntäkl.pl5040	12m	1-3	14-18	40-120	10-22 5-9k	- 5-15	0-1.5	55-100	0-65	4-16	-1.1- 0	cv 0.50	Norm	-	MD 7407 k/k 1.2 m	Suunn. 1.25 Hav.0.6	Kohde valmis
14	T 86	Mt189/T:ku-N:tali Satulavaha pl6300	9m	1.5-2.5	15-17	60-110	10-18s 5-8k	- 5-20	0-2	10-90	0-55	7-10	-0.3- -0.1	cv 0.3	Norm	-	MD 7407 k/k 1.2 m	Suunn. 0.7 Hav. 0.5	Kohde valmis
15	T 88	Kt 40 Kuninkojan risteys	15m	1-2.5	15-18	40-90	- 6-18k	- 0-10	-	-	0-100	7-15	-0.5- 1.98	cv 0.80	Yli	liSa laSa	MD 7407 k/k 1.5	Suunn. 0.5 Hav. 0.28	Kohde valmis
16	H 82	R:niemi-Lakalaiva pl 8620	13m	1-2.5	11-18	44-300	6-38s 7-36k	- 4-39	0-30	-	-	6-22.5	-0.3- -0.15	ch 3.1	-	ljSa liSa	- k/k 1.5 m	Suunn. 0.3 Hav. 0.3	Kohde valmis
17	H 88	Vt3/Upr-R:maki pl 54866	14m	1-2	16-19	40-60	25-90s 20-30k	- 20-40	0-1	-	0-75	5-20	-0.5- 0.5	ch 6-12	Yli	laSa saSi	- k/k 1.5 m	Suunn. 0.6 Hav. 0.45	Kohde valmis
18	H 83	Vt4/Renkomäki etl E10 RII pl40	28m	1-1.5	17-19	45-55	20-90s 20-50k	1.5-5 5-30	0-2	10-50	-	-	-	cv 4-12	Yli	saSi	- k/k 1.4	Suunn. 0.9 Hav. 1.0	Kohde valmis
19	H 82	Upr-Lahti Iijärven pehm	18m	1.5-2.2	-	45-60	25-45s 18-38k	20-30 -	0-4	25-40	-	6-10	-0.4- 0	cv 1.10	Norm	laSa liSa	Geodrain k/k 1.2	Suunn. 1m Hav. 1m	Kohde valmis
20	V 82	Vaasan yhdystie pl3380	7m	0.9-2.5	14-19	60-100	15-45s 7-35k	- 5-10	1-2.5	10-65	-	8	-0.4 0.07	cv 0.07	-	ljSi liSa	Geodrain k/k 0.7 m	Suunn. 0.7 Hav. 0.7	Kohde valmis
21	V 89	Kt 68 Munakan silta	7m	1-1.5	18	45-55	10-20s 5-25k	- 2-7	2	25	0-50	16-18	0.1-0.3	cv 0.7-5	Norm	laSa saSi	Colb.,MD k/k 1.5 m	Suunn. 0.2 Hav. 0.1	Painuminen jatkuu Painopenger vajaa
22	V 89	Vt 8 Koivulahti	9m	2-3	14	90-110	10-20s 10-20k	- 7	4-6	40	0-25	6-10	-0.1- 0.1	ch 0.6-3	Norm	ljSa	MD 7407 k/k 1.0 m	Suunn. 0.25 Hav. 0.3	Painuminen jatkuu

PYSTYOJITUKSEN MITOITUS KJELLMANIN KAAVALLA

PYSTYOJAN MITOITUS			Pvm: 25.04.90		
OJAHALK.	6.5	[cm]	Kohde: 3 MUURALA-BEMBÖLE		
Ch	0.44	[m2/a]	Paalu: 670		
OJAVÄLI m: 1.3			KONS.ASTE: 0.9		
KONS.ASTE	KONS.AIKA v.		OJAVÄLI, m	KONS.AIKA v. vrk	
0.1	0.15	56	0.6	0.48	174
0.2	0.32	118	0.8	1.00	366
0.3	0.52	188	1	1.75	640
0.4	0.74	270	1.2	2.74	1001
0.5	1.00	366	1.4	3.98	1454
0.6	1.33	484	1.6	5.49	2003
0.7	1.74	636	1.8	7.26	2651
0.8	2.33	850	2.2	11.66	4256
0.9	3.33	1216	2.6	17.23	6288
0.999	9.99	3647	3	24.01	8763

PYSTYOJITUS, NELJÄ KERROSTA						
Ojan halk, ci 6.5			Ojaväli, m 1.3			
		Kerros 1	Kerros 2	Kerros 3	Kerros 4	YHTEENSÄ [mm]
Ch, m ² /v		0.6	0.3	0.4	0.52	
Painuma-%	Aika,v	Kerrostien painumat, mm				
9	0.15	6.8	13.2	15.3	16.6	-51.9
19	0.32	13.4	27.0	30.7	32.9	-103.9
28	0.52	19.6	41.2	46.2	48.8	-156.0
38	0.74	25.6	56.2	62.0	64.4	-208.2
47	1.00	31.2	71.9	78.1	79.4	-260.6
57	1.33	36.4	88.7	94.4	93.9	-313.4
67	1.74	41.1	107.0	111.1	107.8	-367.0
77	2.33	45.3	127.3	128.3	120.8	-421.7
87	3.33	48.8	151.3	146.4	132.7	-479.1
100	9.99	51.0	189.3	166.7	142.0	-548.9
YHTEENSÄ [mm]		51.0	191.0	167.0	142.0	-551.0



TIE - JA VESIRAKENNUSLAITOS

PAINUMALASKENTA

GEO-ATK Versio 88.04

24-04-1990

Mlj

SIVU 1

PIIRI.....: UUSIMAA
KOHDE.....: 3 MUURALA-BEMBÖLE
LASKENTA....:
LASKIJA.....: AP

KUORMITUSLUETTELO (TIEDOSTO \GP\3_MUU-BE)

NRO	X	Y	B	L	S	H	qlis	Qkok	Qero	MP	GAMMA
1	620.00	-6.50	100.00	13.00	0.00	0.00	66.00	66.00	0.00	0.00	0.00

TULOKSET KERROKSITTAIN PISTEESTÄ \GP\3_MUU-BE (VESIPITOISUUSMENETELMÄ)

X= 670.00 Y= 0.00		KUORMAN NRO: 1				KESKIPISTE		POHJAVEDEN KORK.= -0.50 MUUTOS= +0.00											
NYK.MAANP= 0.00		UUSI MAANP= 0.00				LASKENTAVÄLI		-0.50 > -5.50		PINTAKUORMA= 0 kPa (yht 0 kPa)									
ALAP.	DH	GAMMA	Sc	So	Sz	Sz-So	eo	Cc	n	Cc y	eps	dh	dh kok	kw	w%	eps	dh	dh kok	kw
m	m	kN/m3	kPa	kPa	kPa	kPa					%	mm	mm		%	%	mm	mm	e=e
-0.50	0.50	16.0	0	0	0	0	1.33	0.30	0.00	0.0	0	552	0.85	50	0.0	0	552	0.00	
-0.80	0.30	6.0	0	9	75	66	1.99	0.55	0.00	17.1	51	552	0.85	75	17.1	51	552	0.85	
-2.00	1.20	6.0	0	13	79	66	2.25	0.67	0.00	15.8	191	501	0.85	85	15.8	191	501	0.85	
-2.80	0.80	6.0	0	19	84	65	1.99	0.55	0.00	11.8	94	310	0.85	75	11.8	94	310	0.85	
-3.60	0.80	6.0	0	24	88	63	1.72	0.45	0.00	9.1	73	216	0.85	65	9.1	73	216	0.85	
-5.50	1.90	6.0	0	32	92	60	1.72	0.45	0.00	7.5	142	142	0.85	65	7.5	142	142	0.85	
												dh kok	552			dh kok	552		

Turun piiri 1986-1987

LÄNSITIE

Vt 8 välillä Laani-Hyvelä

Länsitie rakentamisen yhteydessä tehtiin plv 190...3500 yhteensä 12 liuskapystyöjakenttää, joista 6 kpl eritasoliittymien rampeissa. Kenttien keskipituudet olivat tiepenkereessä ≈ 75 m ja liittymien rampeissa ≈ 25 m. Syvyydet vaihtelivat tiepenkereiden kohdalla 8...10 metriin ja vastaavasti rampeissa 4...8 metriin.

Kenttien rakentamisessa oli suunniteltu käyttää ojatyyppiä, jonka halkaisija hiekkapystyöjana olisi 50 mm sijoitettuna nelikulmion muotoiseen verkkoon. Ylipenkereiden korkeudet kohteissa vaihtelivat välillä 0.5...1.5 metriä, suurimmat ylipenkeret tiepenkereiden osalla. Suurimmassa osassa kohteita oli penkereiden vakavuutta parannettu vastapenkereillä.

Kaikille kohteille oli yhteistä toteutuneiden painumien pienuus. Kun painuma-arviot vaihtelivat välillä 0.12...1.0 metriä, mitattiin 5.11.1986 - 5.8.87 välisenä aikana ainoastaan 0...40 mm painumia.

